

TERÄSBETONIPILARIN MITOITUS NIMELLISEN KAAREVUUDEN ME- NETELMÄLLÄ

Jarkko Koli

Opinnäytetyö
Tammikuu 2012
Rakennustekniikka
talonrakennusteniikka

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikka
Talonrakennustekniikka
suuntautumisvaihtoehto

JARKKO KOLI:

Teräsbetonipilarin mitoitus nimellisen kaarevuuden menetelmällä

Opinnäytetyö 64 sivua, josta liitteitä 11 sivua
Huhtikuu 2012

Opinnäytetyön tarkoituksena on luoda teräsbetonipilarin mitoitukseen EC2 mukaan laskentapohja Excel -ohjelmistolla ja laatia laskentapohjan käyttäjälle ohje teräsbetonipilarin laskennasta. Lisäksi ohjeessa esitellään laskentaesimerkkejä, joiden tarkoitus on opastaa laskentapohjan käytössä.

Työn alkuosassa käsitellään kuormituksia, nurjahduspituuksia ja epäkeskeisyyden vaikutusta teräsbetonipilarin mitoitukseen. Tämän jälkeen esitellään pilarin mitoitus nimellisen kaarevuuden menetelmällä. Pilarin mitoitus esimerkit ovat todellisia suunnitellussa olevia kohteita. Esimerkkien tarkoitus on tiivistää opinnäytetyössä käsitellyt asiat konkreettiseen muotoon ja selkeyttää laskentapohjan käyttämistä.

Laskentapohjaa laatiessa on tehty yleistyksiä, jotka ovat helpottaneet laskentapohjan laatimista. Laskentapohjalla ei voi mitoittaa ulkoseinäpilareita, joka kerää tuulikuormaa rakennuksen vaipalta, eikä laskentapohja laske lumikuorman kinostumia tai pakkautumia.

Laskentapohjaa on tarkoitus kehittää. Muutamia parannusehdotuksia on jo tullutkin, joista mainita voi raudoituspiirustuksen laatimisen eurokoodin määräysten ja rasitusluokkien lisäämisen laskentapohjaan suojabetonietäisyyden laskennan perustaksi.

Asiasanat: teräsbetonipilari, laskentapohja, mitoitus

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Name of the Degree programme
Name of the Option

JARKKO KOLI:

Design reinforced concrete columns based on nominal curvature

Bachelor's thesis 64 pages, appendices 11 pages
August 2011

The purpose of my thesis was to create an Excel-software to help design reinforced concrete columns and produce a written guide for those who use the software. In addition a few numeric examples were examined in order to guide the operators of the software.

The first part of thesis deals with loads, buckling lengths and eccentricity effect on the design of a reinforced concrete column. There are three different design methods that can be used. I chose the method based on nominal curvature on baseline for my software because it was the most applicable. The examples summarize the main points of the thesis and help to use design program.

The idea is to develop and upgrade my software. There are already a few proposals for improvement such as taking corrosively categories and concrete reinforcement drawings into account.

Key words: reinforced concrete columns, design program, design

SISÄLLYS

1	LYHENTEET JA TERMIT	6
1	JOHDANTO	8
2	LASKENNAN LÄHTÖTIEDOT	9
2.1.	Kuormat	9
2.1.1	Rakenteiden pysyvät kuormat	9
2.1.2	Hyötykuorma	10
2.1.3	Lumikuorma	12
2.1.4	Tuulikuorma	14
2.2.	Kuormitusyhdistelmät	16
2.2.1	Seuraamusluokka	16
2.2.2	Mitoittavien kuormitusyhdistelmien muodostuminen	17
2.3.	Nurjahduspituus, hoikkuus ja epäkeskeisyys	18
2.3.1	Nurjahduspituus	18
2.3.2	Hoikkuus	19
2.3.3	Epäkeskeisyys	20
3	TERÄSBETONIPILARIN MITOITUS	23
3.1.	Yleistä teräsbetonipilarin mitoituksesta	23
3.1.1	Yleinen menetelmä	23
3.1.2	Nimellisen jäykkyyden menetelmä	24
3.1.3	Nimellisen kaarevuuden menetelmä	25
3.1.4	Raudoituksen valinta ja sijoittaminen teräsbetonipilariin	25
3.1.5	Yhteisvaikutusdiagrammin käyttö	27
3.2.	Teräsbetonipilarin mitoitus nimellisen kaarevuuden menetelmällä	30
3.2.1	Toisen kertaluvun taipuma	30
3.2.2	Raudoituksen valinta	31
4	TERÄSBETONIPILARIN MITOITUSOHJELMAN ESITTELY	34
4.1.	Laskentapohjan yleiset vaatimukset ja yleistyksen	34
4.1.1	Vuokaavio	35
4.2.	Laskennan aloittaminen	36
4.2.1	Laskennan lähtökohdat	36
4.2.2	Lähtöarvojen syöttäminen	37
4.3.	Laskennan kulku	38
4.3.1	Raudoituksen valinta	39
4.3.2	Laskelmien tulostus	41
5	LASKENTAESIMERKKEJÄ	42
5.1.	Yleistä laskentaesimerkeistä	42
5.2.	Pyöreän pilarin mitoitus esimerkki	42
5.2.1	Kuormien syöttäminen	44
5.2.2	Laskennan kulku	45
5.2.3	Rauditus	46
5.3.	Suorakaidepilarin mitoitus esimerkki	47
5.3.1	Kuormien syöttäminen	49
5.3.2	Laskennan kulku	50
5.3.3	Rauditus	51
6	LASKENTAPOHJAN KEHITTÄMINEN	53
	LÄHTEET	54
	LIITTEET	55
	Liite 1. Arkkitehtikuvat pyöreän pilarin laskentaan	55

Liite 2. Pyöreän pilarin laskentaesimerkki	56
Liite 3. Arkkitehtikuvat suorakaidepilarin laskentaan.....	60
Liite 4. Suorakaidepilarin laskentaesimerkki.....	62

1 LYHENTEET JA TERMIT

α_n	kerrosmäärästä riippuva hyötykuorman pienennyskerroin
n	kerrosten lukumäärä
α_a	pinta-alasta riippuva hyötykuorman pienennyskerroin
ψ	kuormitusten yhdistelykerroin
q_k	lumikuorman suuruus katolla (kN/m^2)
μ_1	lumikuorman muotokerroin tavanomaisille katoille
s_k	lumikuorman ominaisarvo maassa (kN/m^2)
$q_{w,k}$	tuulikuorman arvo (kN/m^2)
$c_{p,net}$	osapinnan nettotuulenpainekerroin
$q_k(h)$	rakennuksen harjakorkeutta vastaava tuulen nopeuspaine
N_{ed}	mitoitettavan normaalivoiman arvo
G_{kj}	pysyvien kuormien ominaisarvo
$Q_{k,1}$	määräävä muuttuva kuorma
$Q_{k,j}$	muut muuttuvat kuormat
k_{Fi}	kuormitusyhdistelmissä käytettävä seuraamusluokan määrittämä kerroin
l_0	nurjahduspituus
k_0	rakenteen tuentatavasta riippuva kerroin
L	pilarin vapaa korkeus
λ	hoikkuusluku
i	betonipoikkileikkauksen jäyhyyssäde tarkasteltavassa suunnassa
I_c	jäyhyysmomentti betonipoikkileikkaukselle
A_c	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
e_d	mitoitettava epäkeskeisyys
e_0	kuormien alkuepäkeskeisyys
e_i	epäkeskeisyys
e_2	toisen kertaluvun taipumasta johtuva epäkeskeisyys
λ_{lim}	hoikkuuden raja-arvo

v	suhteellinen normaalivoima
μ	suhteellinen momentti
ω	mekaaninen raudoitussuhde
A_s	Tarvittava teräspinta-ala teräsbetonipilarissa
φ_{ef}	Tehollinen virumaluku

1 JOHDANTO

Opinnäytetyö sai alkunsa kesällä 2011, kun KPM-Engineering Oy nimisessä yhtiössä ilmeni tarvetta helpottaa suunnittelijaa mitoittamaan teräsbetonipilari. Tällöin sovittiin, että suunnitelmat Excel -ohjelman valmistamisesta aloitettaisiin välittömästi. Kolmesta laskentamenetelmästä työn perustaksi valikoitui teräsbetonipilarin mitoituksen nimellisen kaarevuudenmenetelmän, koska se oli kaikista tutuin ja yksinkertaisin opinnäytetyön tekijälle. laskentapohjan valmistelut aloitettiin ja opinnäytetyön aiheeksi valikoitui teräsbetonipilarin mitoitus nimellisen kaarevuuden menetelmän mukaan. Opinnäytetyön ohjaajina toimivat KPM-Engineering Oy:n yhteyshenkilö puuosaston osastopäällikkö Heikki Löytty ja vastaavana opettajana toimi DI Jorma Kylliäinen. Opinnäytetyön tavoitteena on tuottaa Excel-laskentapohja teräsbetonipilarin mitoitukseen ja kuvata pohjan käyttöä ja toimintaa tämän opinnäytetyön ohjeen ja esimerkkien avulla. Opinnäytetyön tarkoituksena on opastaa ohjelma käyttäjää teräsbetonipilarin mitoitukseen ja antaa hyvät lähtökohdat mitoitus Excelin käyttöä varten esimerkkikohteiden avulla.

2 LASKENNAN LÄHTÖTIEDOT

2.1. Kuormat

Teräsbetonipilarit ovat rakenneosia, jotka toimivat pääsääntöisesti normaalivoimaa vastaan, mutta osana kehärakennetta ne vastaan ottavat myös taivutusta ja leikkausvoimaa. Pilarit voivat siis olla yksittäisiä tai osana kehärakennetta. Tässä opinnäytetyössä keskitytään kuitenkin yksittäisiin teräsbetonipilareihin.

Teräsbetonipilareita ei koskaan mitoiteta puhtaasti keskeistä normaalivoimaa vastaa, koska teräsbetonipilarin kantamat kuormat eivät koskaan ole täysin keskeisiä, pilareissa on aina pientä alkukäyryyttä ja materiaali ei ole täysin homogeenistä. Näistä syistä johtuen pilareita mitoitettaessa on otettava huomioon pilarin hoikkuudesta ja pystykuormien epäkeskeisyydestä muodostuva momentti.

Hoikkiin ja epäkeskeisesti kuormitettuihin rakenteisiin syntyy taipumasta vielä lisäepäkeskeisyyttä, jonka vaikutus riippuu hoikkuusluvusta ja nurjahduspituudesta. Tämäkin lisäepäkeskeisyys on huomioitava, kun lasketaan pilareita tarkasti. On myös huomioitava, että teräsbetonipilarin mitoittamiseen vaikuttaa edellä mainittujen osatekijöiden lisäksi vielä pilarin tuentatapa ja mahdolliset sivusiirtymät.

2.1.1 Rakenteiden pysyvät kuormat

Rakenteiden omat painot lasketaan suunnitelmien mukaisien mittojen mukaan kertomalla rakenteen nimelliset paksuudet rakenteiden nimellisillä painoilla. Kuormien yhdistelyvaiheessa rakenteiden omia painoja kerrotaan varmuuskertoimella, joka ottaa huomioon mahdolliset poikkeamat rakennekorkeuksissa. Muilta rakenteilta laskettavalle rakenneosalle siirtyvät pysyvät kuormat muodostuvat pääasiassa rakenteiden omista painoista. Rakenteiden painoihin lasketaan sekä kantavien että ei-kantavien rakenneosien painot. Näin saadaan suhteellisen tarkka arvio rakenteiden painoksi. Näitä rakenteiden painoja on näin ollen helppo ja turvallinen käyttää laskennassa. Rakenteiden ominaispainoja, joita laskennassa tarvitaan, löytyy RT -kortista ja rakenteiden valmistajien esitteistä. Rakenteiden paksuudet löytyvät helpoiten suunniteltavan kohteen arkkitehdin leikkaus-

piirustuksista. Kun lähtötiedot ovat kunnossa, voidaan rakenteiden painot laskea nopeasti ja luotettavasti.

2.1.2 Hyötykuorma

Hyötykuormat rakenteille muodostuvat normaalista tilojen käytöstä. Esimerkkejä näistä hyötykuormista ovat henkilökäyttö, huonekalujen painot, siirrettävät väliseinät ja odotettavissa olevat harvinaisemmat tapahtumat, kuten kokoukset. Hyötykuormat oletetaan liikkuviksi kuormiksi ja ne sijoitetaan kuormituksiksi paikkoihin, jossa ne muodostavat vaarallisimman kokonaiskuormituksen laskettavalle rakenneosalle. Hyötykuormien määrittämiseksi rakennuksen alapohjat, välipohjat ja yläpohjat jaetaan käyttötarkoituksensa mukaan luokkiin A:sta K:hon. Taulukossa 1 on esitelty kriteerit näihin luokkiin jakamisesta.

TAULUKKO 1. Rakennuksen tilojen luokat ja niihin liittyvät kuormien ominaisarvot (RIL 201-1-2008)

Luokka	Käyttötarkoitus	Hyötykuorma q_k (kN/m ²)	Pistekuorma Q_k (kN)	Vaakakuormat (kN/m)
A	Asuin- ja majoitustilat – esim. asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpidehuoneet, hotellien majoitustilat	väliohjat 2,0 portaat 2,0 parvekkeet 2,5	2,0 2,0 2,0	0,5 0,5 0,5
B	Toimistotilat	2,5	2,0	0,5
C	Kokoontumistilat C1: Tilat, joissa on pöytiä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit, vastaanottotilat C2: Tilat, joissa on kiinteät istuimet, esim. kirkot, teatterit, elokuvateatterit, konferenssisalit, luentosalit, kokoussalit, odotussalit, asemien odotustilat C3: Tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennusten, hotellien ja sairaaloiden eteistilat, asemahallit C4: Liikuntatilat, esim. tanssisalit, voimistelusalit ja näyttämöt C5: Tilat, joihin voi syntyä tungosta esim. yleisötaphtumien rakennuksissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit mukaan luettuina katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatielaiturit	2,5 3,0 4,0 5,0 6,0	3,0 3,0 4,0 4,0 4,0	0,5 1,0 1,0 1,0 3,0
D	Myymälätilat D1: Tavallisten vähittäiskauppojen tilat D2: Tavaratalojen tilat	4,0 5,0	4,0 7,0	1,0 1,0
E	Varasto- ja tuotantotilat E1: Varastotilat. Tilat, joissa tavaraa säilytetään, mukaan luettuna tavarantoimitustilat E2: Teollisuusikäyttö	7,5	7,0	1,0
F	F ja G. Liikennöntialueet Kevyiden ajoneuvojen liikennönti- ja pysäköintialue. Kokonaispaino ≤ 30 kN ja enintään 8 paikkaa kuljettajan lisäksi	2,5	20	kts. liite B
G	Keskiraskaiden ajoneuvojen liikennönti- ja paikoitusalueet. Ajoneuvokuormat, kun $30 \text{ kN} < \text{kok.paino} \leq 160 \text{ kN}$, 2 akselilla	5,0	90	kts. liite B

Pilarille tulevaa hyötykuormaa voidaan pienentää kertoimella α_n , jos hyötykuormaa kertyy kuormitettavalle pilarille useammasta kuin yhdestä kerroksesta. Pienennyskerroin α_n lasketaan seuraavasti

(1)

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n}$$

, jossa n = kerrosten lukumäärä

ψ_0 = kerroin taulukusta 2

Hyötykuormaa voidaan pienentää myös kerrospinta-alan mukaan, jos hyötykuorma luokitellaan luokkiin A-D. Tämä vähennys voidaan suorittaa, jos kaikki kuormat ovat samassa luokassa. Pienennyksen tarkoituksena on huomioda se, että on epätodennäköistä, että laajoilla kuormitusaloilla on maksimi mitoituskuormaa jatkuvasti. Pinta-alasta riippuva pienennyskerroin α_A lasketaan kaavalla

(2)

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \times \psi_0 + \frac{A_0}{A}$$

, jossa ψ_0 = yhdistelykerroin taulukosta 2

$$A_0 = 10,0 \text{ m}^2$$

A = kuormitus ala neliömetreinä

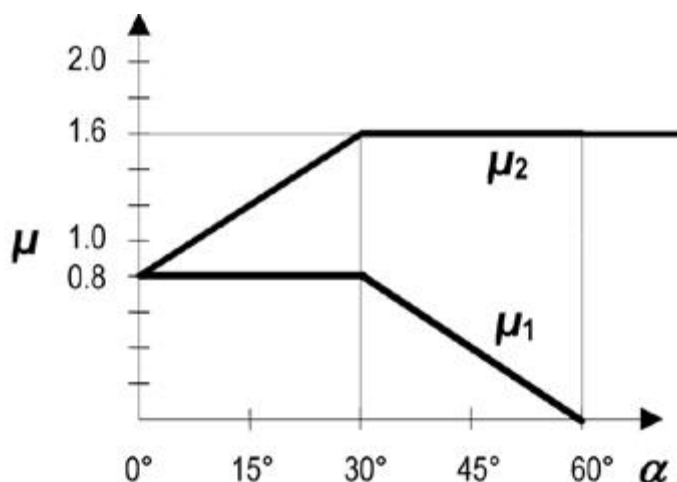
Pienennyskerroin α_A tulee kuitenkin olla vähintään 0,7.

TAULUKKO 2. yhdistelykertoimien ψ arvot rakennuksille (RIL 201-1-2008)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) ¹⁾ , kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ²⁾	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

2.1.3 Lumikuorma

Lumikuorma luokitellaan muuttuvaksi kiinteäksi hyötykuormaksi. Rakenteelle siirtyvä lumikuorma määräytyy eurokoodin mukaan maassa olevan lumikuorman mukaan (kuva 1) kertomalla sitä muotokertoimella, joka muodostuu katon kaltevuudesta sekä muodosta. Kuvassa 2 on esitetty lumikuorman muotokertoimien muodostumista erityyppisille katoille kattokaltevuuden mukaan. Lumikuormaa laskiessa on otettava tarvit-



KUVA 2. Lumikuorman muotokertoimet. (Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje)

Kuvan 2 muotokerroin μ_1 on yleisimmin käytetty muotokerroin. Sitä käytetään yksinomaan harjakatoissa ja pulpettikatoissa lumikuorman muotokertoimena, kun lumi ei pääse kinostumaan. Muotokerrointa μ_2 käytetään kinostuvan lumen muotokertoimena sahakatoissa.

2.1.4 Tuulikuorma

Tuulikuorma määräytyy maastoluokan, rakennuksen harjakorkeuden ja rakenteen tuulten vastaisen pinta-alan mukaan. Maastoluokka määrittelee, minkälaisessa maastossa rakennus sijaitsee. Tuulikuorma on suurempi, jos rakennus sijaitsee tuulisella paikalla, kuin rakennus, joka sijaitsee esimerkiksi taajama-alueella muiden rakennusten suojassa. Maastoluokat on esitetty taulukossa 3. Rakennuksen harjakorkeus ja valittu maastoluokka antavat lähtöarvot tuulen nopeuspaineelle $q_k(h)$ (kuva 3). Lopullinen tuulikuorma määräytyy seuraavan kaavan perusteella.

(4)

$$q_{w,k} = c_{p,net} \cdot q_k(h)$$

, jossa $c_{p,net}$ = osapinnan nettotuulenpaine kerroin

$q_k(h)$ = rakennuksen harjakorkeutta vastaava nopeuspaine

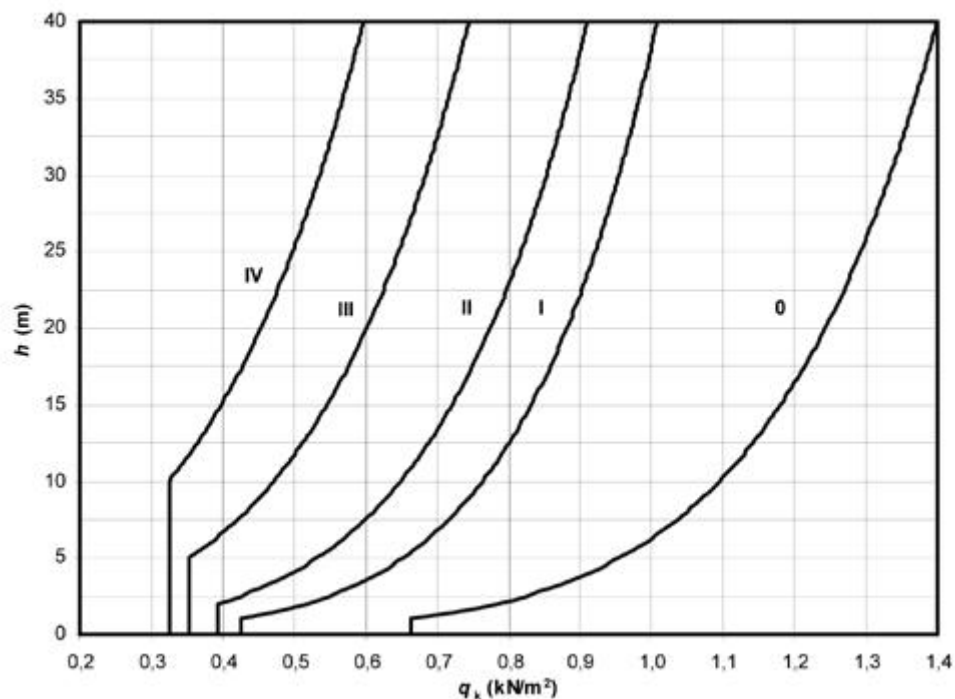
Rakennuksen osapinnan nettotuulenpaine kerroin voidaan määrittellä taulukosta 4. Netto-tuulenpaine kerroin määräytyy rakenteen tuulta vastaavan osapinnan pinta-alan mukaan, joten se on huomioitava taulukkoarvoa määritettäessä.

TAULUKKO 3. Maastoluokat. (Puurakenteiden suunnittelu lyhennetty suunnitteluohje)

Luokka	Maaston rosoisuuden ja pinnanmuodon kuvaus.
0	Avomeri tai merelle avoin rannikko.
I	Järvi tai alue, jolla on vähäistä kasvillisuutta eikä esteitä.
II	Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta ja erillisiä puita tai rakennuksia, joiden etäisyys toisistaan on vähintään 20 kertaa esteen korkeus. Esim. maatalousmaa.
III	Esikaupunki- tai teollisuusalueet sekä metsät. Matalat pientaloalueet ja kylät.
IV	Yhtenäiset laajat kaupunkialueet, joiden pinta-alasta vähintään 15% on rakennettu ja rakennusten keskimääräinen korkeus on yli 15 m.

TAULUKKO 4. Paikallisen tuulenpaineen nettopainekerroin. (Puurakenteiden suunnittelu lyhennetty suunnitteluohje)

Ulkoseinät	suurin imu nurkka-alueilla ¹⁾		suurin imu keskialueilla		suurin paine sisäänpäin	
tarkasteltava pinta-ala	$A \geq 10$	$A \leq 1 \text{ m}^2$	$A \geq 10$	$A \leq 1 \text{ m}^2$	$A \geq 10$	$A \leq 1 \text{ m}^2$
$C_{p,net}$	-1,5	-1,7	-1,1	-1,4	+1,1	+1,3

KUVA 3. Nopeuspaineen ominaisarvot q_k (h)

(Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje)

Tämä tuulikuoman laskentamenettely on yksinkertaistettu ja soveltuu käytettäväksi kaikille rakennuksille, joiden harjakorkeus ei ylitä viittätoista metriä. Kaikille rakenneosille käytetään samaa tuulennopeuspainekerrointa.

2.2. Kuormitusyhdistelmät

2.2.1 Seuraamusluokka

Seuraamusluokka määräytyy rakenteen käyttötarkoituksen ja onnettomuuden sattuessa mahdollisten henkilövahinkojen suuruuden, ympäristölle aiheutuvien tai taloudellisten vahinkojen perusteella. Taulukossa 5 on määritelty, miten rakennukset on jaettu kyseisiin seuraamusluokkiin. Tavanomaisissa rakennuskohteissa seuraamusluokka on melkein poikkeuksetta CC2.

TAULUKKO 5. Seuraamusluokat (RIL 201-1-2008)

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitettut tai suuria jänneväljejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit. Luisikat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien häiritseviksi herkissä ympäristöissä.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksellisten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esim. varastot. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana - standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet - standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille 3).

2.2.2 Mitoittavien kuormitusyhdistelmien muodostuminen

Edellä esitellyt kuormat vaikuttavat rakenteisiin yhtäaikaaisesti. Näin ollen on luonnollista, että kuormat pitää yhdistää yhdeksi mitoittavaksi kuormaksi, joka rakenteiden on kestävä. Jotta kuormat voidaan yhdistää, on ensin laskettava kaikki rakenteelle tulevat osakuormat yhteen. Yhteen lasketut osakuormat voidaan yhdistää mitoittavaksi laskentakuormaksi (F_d) seuraavan kaavan mukaisesti. Kuormien yhdistelykaavasta (5) hyödynnetään käytännössä vain kertoimet, sillä kaavaa ei voida soveltaa kaikille kuormille koska, koska niillä on erilaiset yksiköt.

(5)

$$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + \gamma_p \times P + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,1} + 1,5 \times K_{fi} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

, jossa G_{kj} = pysyvät kuormat
 $Q_{k,1}$ = määräävä muuttuva kuorma
 $Q_{k,j}$ = muut muuttuvat kuormat
 $\psi_{0,i}$ = yhdistelykerroin taulukosta 2
 $\gamma_p \times P = 0$, koska rakenneosaa ei jännitetä

Jos rakennetta kuormittavien muuttuvien kuormien osuus on pieni, on tarkistettava myös kaavan (6) mukainen laskentakuorman suuruus ja valittava näistä suurempi rakenneosan mitoittavaksi kuormitukseksi.

(6)

$$F_d = 1,35 \times k_{fi} \times \sum_{j \geq 1} G_{kj}$$

, jossa G_{kj} = pysyvät kuormat

Aiemmin määritelty seuraamusluokka vaikuttaa kuormien yhdistelykaavaan kertoimen K_{fi} muodossa. Seuraamusluokan vaikutus ilmenee taulukosta 6.

TAULUKKO 6. Seuraamusluokan ja K_{fi} -kertoimen yhteys

Seuraamusluokka	K_{fi}
CC3	1,1
CC2	1,0
CC1	0,9

2.3. Nurjahduspituus, hoikkuus ja epäkeskeisyys

2.3.1 Nurjahduspituus

Puristettujen rakenteiden nurjahduspituudet (l_0) lasketaan kaavalla.

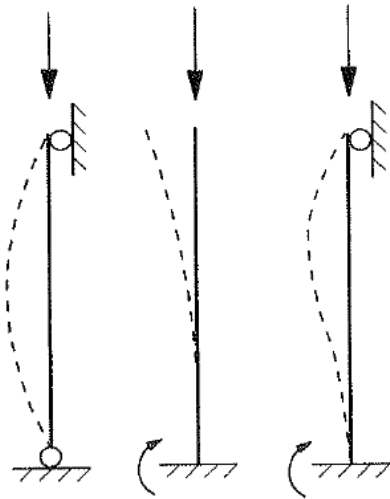
(7)

$$l_0 = k_0 \times L$$

, jossa k_0 = rakenteen tuentatavasta riippuva kerroin

L = rakenteen vapaa jänneväli

Pilareiden päiden kiinnitykset vaikuttavat luonnollisesti pilarin nurjahdusvaaraan. Jäykästi kiinnitetyt pilarit eivät nurjahda niin helposti kuin nivelöidyt tai toisesta päästään tukemattomat pilarit. Kuvassa 4 on huomioitu nurjahduspituuden kerroin erilaisilla tuentatavoilla. Kuvan 4 arvot ovat teoreettisia, joten eurokoodissa suositeltavat nurjahduspituuden arvot on esitetty taulukossa 7. Taulukossa 7 olevat erot johtuvat todellisen kiertymäjäykkyyden vaikutuksesta rakenteiden nurjahduspituuteen



a) $l_0 = l$ b) $l_0 = 2l$ c) $l_0 = 0,7l$

KUVA 4. Tavallisimpiin nurjahdustapoihin liittyvät nurjahduspituudet. (sfs -en-1992-1-1-EC2)

TAULUKKO 7. Nurjahduspituuksien suositeltavat arvot

Tapaus	Teoreettinen	EC2:n suositusarvoilla
a	$1,0 \cdot l$	$1,0 \cdot l$
b	$2,0 \cdot l$	$2,18 \cdot l$
c	$0,7 \cdot l$	$0,77 \cdot l$

2.3.2 Hoikkuus

Rakenneosan hoikkuus ilmaistaan hoikkuusluvulla λ , joka määritellään kaavalla.

(8)

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

, jossa l_0 = nurjahduspituus

i = betonipoikkileikkauksen jäyhyys säde tarkasteltavassa suunnassa

jäyhyyssäde i määritellään kaavalla

(9)

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

, jossa I_c = betonipoikkileikkauksen jäyhyys momentti

A_c = betonipoikkileikkauksen pinta-ala

2.3.3 Epäkeskeisyys

Teräsbetonipilareiden laskennassa on otettava huomioon pilarin alkuepäkeskeisyys e_0 , kuormien aiheuttama epäkeskeisyys e_i ja toisen kertaluvun taipumasta aiheutuva lisäepäkeskeisyys e_2 . Mitoittava epäkeskeisyys lasketaan kaavalla

(10)

$$e_d = e_0 + e_i + e_2$$

, jossa e_0 = kuorman alkuepäkeskeisyys

e_i = epäkeskeisyys

e_2 = toisen kertaluvun taipuma

Epäkeskeisyys arvo lasketaan seuraavalla kaavalla. Tämä kaava on yksinkertaistettu, mutta sitä voidaan käyttää jäykistetyn järjestelmän erillisille pilareille poikkeuksetta.

(11)

$$e_i = \frac{l_0}{400}$$

, jossa l_0 = rakenneosan tehollinen pituus

Koska kuormitustilanne ei todellisuudessa koskaan ole täysin keskeinen on eurokoodissa annettu epäkeskeisyydelle minimiarvo ($e_{0,min}$), joka määrittellään seuraavien kaavojen mukaan. Minimiarvoksi valitaan kaavojen tuottamista arvoista suurempi.

(12)

$$e_{0,min} = \frac{h}{30}$$

,jossa h = laskettavan rakenteen sivumitta

(13)

$$e_{0,min} = 20 \text{ mm}$$

Toisen kertaluvun taipuma huomioidaan, jos hoikkeuden arvo ylittää rajahoikkuus arvon λ_{lim} , joka lasketaan kaavalla.

(14)

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times C \times \frac{1}{\sqrt{\nu}}$$

,jossa $A = 0,7$ (suositusarvo EC:stä)

$B = 1,1$ (suositusarvo EC:stä)

$C = 0,7$ (suositusarvo EC:stä)

Kaavassa esiintyvä suhteellisen normaalivoima ν lasketaan seuraavalla kaavalla

(15)

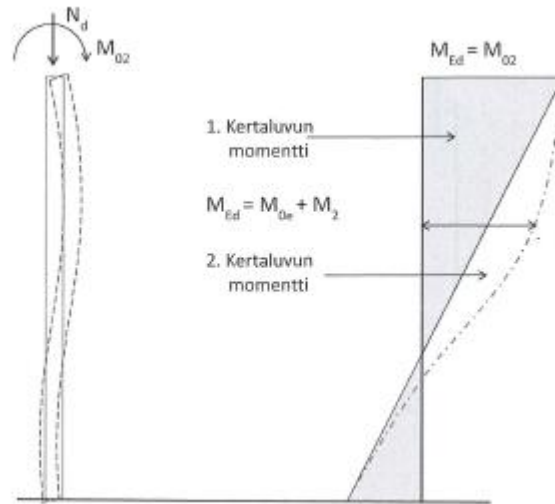
$$\nu = \frac{N_{ed}}{A_c \times f_{cd}}$$

,jossa N_{ed} = mitoittava normaalivoima

A_c = Betoni poikkileikkauksen pinta-ala

f_{cd} = betonin mitoituslujuus

Toisen kertaluvun epäkeskeisyyden vaikutus lasketaan mitoitusavasta riippuen eritaval-
la, joten se esitellään kohdassa 3.2.1. Kuvassa 5 on kuitenkin epäkeskeisyyden vaiku-
tuksen perusajatus esitettynä kuvan muodossa.



KUVA 5. Hoikan pilarin mitoitusmomentti. (RIL 202-2011)

3 TERÄSBETONIPILARIN MITOITUS

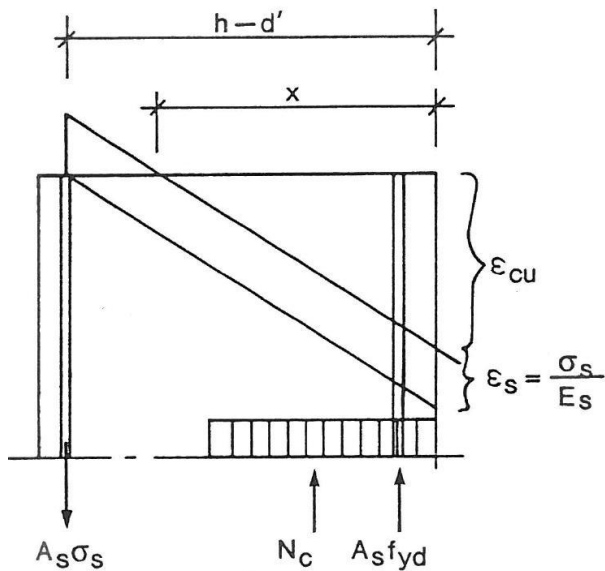
3.1. Yleistä teräsbetonipilarin mitoituksesta

Teräsbetonipilari mitoitetaan rakenteilta tulevaa normaalivoimaa, normaalivoiman epäkeskeisyydestä aiheutuvaa momenttia ja sivuttaisista kuormista johtuvaa momenttia vastaan. Pilarin voi mitoittaa Eurokoodin mukaan kolmella eri tavalla: yleisellä menetelmällä, nimellisen jäykkyyden menetelmällä tai nimellisen kaarevuuden menetelmällä.

3.1.1 Yleinen menetelmä

Yleisellä menetelmällä voidaan laskea kaikenlaiset teräsbetonipilarit ilman poikkeuksia. Teräsbetonipilarin mitoittaminen yleisellä menetelmällä perustuu hankaliin epälineaariin analyyseihin, jotka sisältävät geometrisen epälineaarisuuden. Menetelmän käyttö perustuu siihen, että betonilla ja betonissa käytettävällä betoniteräksillä on jännitysmuodonmuutos yhteys, joka huomioi sekä geometrisen että materiaalisen epälineaarisuuden. Tämä laskenta ei sovellu käsin laskentaan, se vaatisi kehittyneitä tietokoneita laskemaan tarvittavat muuttujat.

Teräsbetonirakenteen toiminnan kannalta on oleellista, että betoni ja teräs saadaan toimimaan yhdessä rakenteelle siirtyvää kuomaa vastaan. Teräsbetonirakennetta mitoittaessa rakenteeseen kohdistuvat vetojännitykset otetaan vastaan teräksillä, koska teräksen vetolujuus on kymmenkertainen betoniin verrattuna, ja puristusjännitykset siirretään betonille sen suuren puristuskestävyyden takia. Betonin murtovenymä on 0,15 promillea, koska betoniteräksset on valettu teräsbetonirakenteen sisälle saavat ne saman venymän kuin betoni. Tämä jännitystila on vain murto-osa betoniteräksen kestävydestä. Betonin vetomurtolujuudesta ja muodonmuutos kestävydestä johtuen, aiheuttaa jo pieni kuormitus halkeilua teräsbetonirakenteeseen vaikka teräksenvetojännitys ja betonin puristuslujuus ovat hyvin alhaisia materiaalien kestävyysksiin verrattuna. Kun betonirakenne antaa periksi, alkaa betoniteräksset ottamaan vastaan tarkoitettusti vetorasitusta betonilta ja rakenne kestää sille syntyvän kuormituksen. Tilannetta on tarkennettu kuvassa 6.



KUVA 6. Poikkileikkauksen muodonmuutokset. (Teräsbetonirakenteet Luentomoniste syksy 2009)

3.1.2 Nimellisen jäykkyyden menetelmä

Tämä menetelmä on toinen eurokoodissa esiteltävistä yksinkertaistetuista menetelmistä. Näiden yksinkertaistettujen menetelmien käyttö perustuu siihen, että ne tuottavat varmallalla puolella olevia tuloksia. Näin varmistetaan, että laskenta soveltuu rakenteille ja tuloksissa on riittävä varmuus rakenteen murtoa vastaan. Nimellisjäykkyyteen perustuva menetelmä soveltuu käytettäväksi niin erillISRakennneosille kuin kokonaisille rakenteille kunhan vain pilarien jäykkyysarvot voidaan arvioida riittävällä tarkkuudella.

Nimellisen jäykkyyden menetelmää käytettäessä toisen kertaluvun taipuman laskennassa käytetään taivutusjäykkyyden nimellisarvoja. Nimellisarvoihin huomioidaan rakenteen halkeilu, materiaalin epälineaarisuuden ja virumisen vaikutus. Saatavaa taivutusmomenttia käytetään rakenneosan mitoituksessa normaalivoiman kanssa. Taivutusmomentti ja normaalivoima sijoitetaan yhteisvaikutusdiagrammiin ja diagrammista luetaan tarvittava mekaaninen raudoitussuhde. Tämän jälkeen laskenta etenee samalla tavalla kuin nimellisen kaarevuuden menetelmäkin.

3.1.3 Nimellisen kaarevuuden menetelmä

Kuten edellinenkin laskentatapa nimellisen kaarevuuden menetelmä on yksinkertaistetuista menetelmistä ja se soveltuu parhaiten käytettäväksi erillisille rakenneosille, joiden nurjahduspituus l_0 tunnetaan ja joihin vaikuttaa vakiosuuruinen normaalivoima. Nimellisen kaarevuuden menetelmää on käytetty opinnäytetyön Excel-laskentapohjan perustana, joten esittelen nimellisen kaarevuuden menetelmän tarkemmin opinnäytetyön kohdassa 3.2

Nimellisen kaarevuuden menetelmä perustuu taipumasta johtuvaan nimelliseen lisämomenttiin, joka arvioidaan kaarevuuden maksimiarvon avulla. Tämän jälkeen voidaan yhteisvaikutusdiagrammista lukea tarvittava mekaaninen raudoitussuhde, jonka avulla päästään käsiksi teräsbetonipilarin tarvittavaan raudoituspinta-alaan.

3.1.4 Raudoituksen valinta ja sijoittaminen teräsbetonipilariin

Teräsbetonipilareita raudoitetaan samasta syystä kuin taivutettujakin rakenteista. Pilarin on pystyttävä kestämaan siihen kohdistuva vetorasitus vaikka pilariin olisi syntynyt vetohalkeamia. Teräksen vetolujuus on huomattavasti suurempi kuin betonilla, kun vielä teräksellä on melkein samat muodonmuutos ominaisuudetkin, se soveltuu erinomaisesti käytettäväksi betonin vahvistamiseen. Pääteräksien minimihalkaisija on oltava vähintään 8mm, mutta irtohaoilla toteutettavassa raudoituksessa minimihalkaisija on käytännössä 10mm. Teräsbetoni pilareissa on pystysuuntaiset pääteräkset ja poikkisuuntaisia teräksiä kutsutaan haoiksi. Pääraudoituksille on Eurokoodissa määritelty minimiteräsmäärä, jotta rakenteet eivät pääsisi sortumaan äkillisesti. Jos lasketun teräsmäärän arvo jää minimiraudoitusehtoa pienemmäksi, on aina käytettävä vähintään minimiraudoituksen tuottamaan raudoitusmäärää. Minimiraudoitus on suurempi seuraavien kaavojen tuottamista arvoista.

(16)

$$A_{s,min} = \frac{0,1xN_{ed}}{f_{yd}}$$

, jossa N_{ed} = mitoittava normaalivoima
 f_{yd} = teräksen vetolujuuden mitoitusarvo

(17)

$$A_{s,min} = 0,002 \times A_c$$

, jossa A_c = betonin poikkileikkauspinta-ala

Jotta pilarin valaminen on työteknisesti mahdollista, on Eurokoodissa myös maksimiraudoitukselle annettu raja-arvo, jonka voi laskea kaavalla

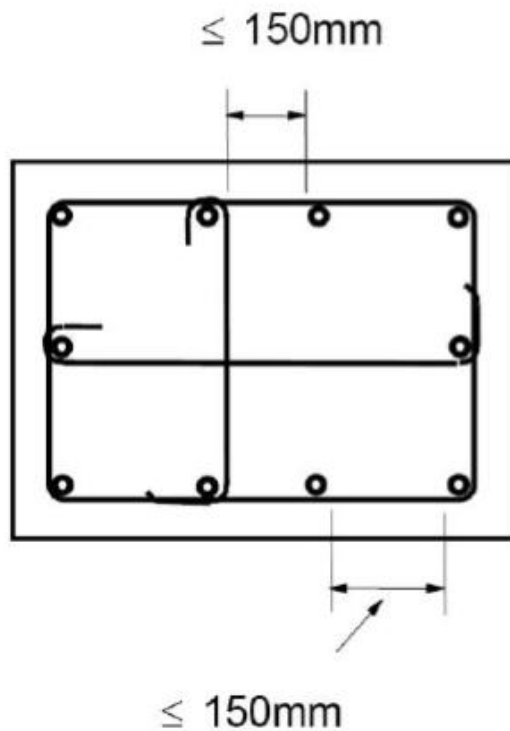
(18)

$$A_{s,max} = 0,06 \times A_c$$

, jossa A_c = betonin poikkileikkaus pinta-ala

Teräsbetonipilarin pääraudoituksen lisäksi eurokoodissa on annettu raja-arvot myös poikkisuuntaisille raudoitteille (hakaraudoitus). Hakaraudoitusta tarvitaan, koska ne pitävät pääraudoitteet paikallaan valun aikana ja estävät päätankojen yksittäisen nurjahduksen, sekä tarvittaessa ottavat vastaan pilareihin kohdistuvia halkaisuvoimia. Eurokoodin kansallisessa liitteessä hakaraudoitteille on annettu miniarvot. Hakaraudoituksen tulee olla vähintään 6 mm tai neljäsosa pääraudoitteen halkaisijasta. Hakojen jakovälistä eurokoodissa on annettu seuraavanlainen ohje. Hakavälin tulee olla pienin seuraavista tilanteista; 15ϕ (ϕ on päätankojen halkaisija), pilarin pienin sivumitta tai 400 mm. Pilarin ja laatan tai palkin liitoskohdan ylä- ja alapuolella sekä lähellä limitysjatkoksia jakoväliä pienennetään kertoimella 0,6. Hakaraudoituksena voidaan käyttää myös kierrehakoja. Kierrehakoja käytetään yleisesti pyöreiden pilareiden hakaraudoitteina.

Jokaisen poikkileikkauksen nurkkaan sijoitettava päätanko tai tankonippu sidotaan ha-oilla. Poikkileikkauksen puristetussa osassa mikään päätanko ei saa olla kauempana kuin 150 mm etäisyydellä sidotusta tangosta. Katso selventävä kuva 7.



KUVA 7. Hakaraidoituksen sitomien päätankojen sijoitus teräsbetonipilariin. (Teräsbetonirakenteet, Luentomoniste syksy 2009)

3.1.5 Yhteisvaikutusdiagrammin käyttö

Yhteisvaikutusdiagrammia käytettäessä lasketaan suhteellinen normaalivoima ν ja suhteellinen momentti μ arvot. Yhteisvaikutus diagrammi on muodostettu jännitys muodonmuutos yhteyden perusteella ja näin ollen helpottaa suunnittelijaa yksinkertaistetun menetelmän käytössä. Yhteisvaikutusdiagrammia käytettäessä tulee tietää betoniterästen lujuus, sillä se vaikuttaa teräsbetonipilarin toimintaan. Yhteisvaikutusdiagrammin käyttö perustuu siihen, että rakenteeseen suunniteltu rauditus on symmetrinen. Teräsbetonipilarin mitoittavat suhteelliset voimasuuret lasketaan seuraavia kaavoja käyttäen.

suorakaiteelle:

(19)

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b x h^2 x f_{cd}}$$

, jossa M_{ed} = mitoittava taivutusmomentin arvo

b = rakenteen lyhyempi sivumitta

h = rakenteen pidempi sivumitta

f_{cd} = valitun betonin laskentalujuus

(20)

$$\nu = \frac{N_{ed}}{b x h x f_{cd}}$$

, jossa N_{ed} = mitoittava normaalivoiman arvo

b = rakenteen lyhyempi sivumitta

h = rakenteen pidempi sivumitta

f_{cd} = valitun betonin laskentalujuus

pyöreälle:

(21)

$$\mu = \frac{M_{ed}}{\frac{\pi x h^2}{4} x f_{cd}}$$

, jossa M_{ed} = mitoittava taivutusmomentin arvo

h = pilarinhalkaisija

f_{cd} = valitun betonin laskentalujuus

(22)

$$V = \frac{N_{ed}}{\frac{\pi x h^2}{4} \times f_{cd}}$$

, jossa N_{ed} = mitoittava normaalivoiman arvo
 h = pilarin halkaisija
 f_{cd} = valitun betonin laskentalujuus

Kaavoissa 19 ja 21 esiintyvä taivutus momentti lasketaan seuraavalla kaavalla.

(23)

$$M_{ed} = M_{0,ed} + N_{ed} \times e_2$$

, jossa $M_{0,ed}$ = sivuttaisesta kuormasta aiheutuva momentti
 N_{ed} = normaalivoiman mitoitusarvo
 e_2 = toisen kertaluvun lisäepäkeskeisyys

Suhteellista momenttia määritettäessä huomioidaan myös normaalivoiman epäkeskeyden vaikutus, joka on esitelty kohdassa 3.2.2. Kun mitoittavasuhteellinen normaali-voima ja momentti on laskettu, valitaan oikea yhteisvaikutusdiagrammi. Tämä valinta tehdään suhdeluvun d'/H avulla.

(24)

$$\frac{d'}{H}$$

,jossa d' = etäisyys rakenteen pinnasta pääteräksien keskelle
 H = pilarin sivumitta tai halkaisija

Yhteisvaikutusdiagrammin valinnassa huomioidaan tämän lisäksi teräsbetonipilarin poikkileikkauksen muoto.

3.2. Teräsbetonipilarin mitoitus nimellisen kaarevuuden menetelmällä

Mitoituksessa huomioidaan edellä läpi käyty laskennan lähtöarvot, hoikkuuden ja nurjahduspituuden vaikutukset. Menetelmällä voidaan siis nurjahduspituuden mukaan arvioida taipumaan perustuva lisämomentti. Nimellisen kaarevuuden menetelmällä raudoitutus määräytyy yhteisvaikutusdiagrammia käyttäen

3.2.1 Toisen kertaluvun taipuma

Toisen kertaluvun taipuma e_2 voidaan johtaa kaarevuuden kaavasta. Kaava on voimassa jos pilarin dimensiot ja pilarirauditus on symmetrinen.

(25)

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10}$$

(26)

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0}$$

,jossa K_r = normaalivoimasta riippuva korjauskerroin
 K_φ = viruman huomioiva kerroin
 $1/r_0 = f_{yd}/E_s/(0,45 \times d)$
 r = kaarevuus säde

Näin päädymme opinnäytetyössä luodun Excelin käyttämään toisen asteen taipuman kaavaan muutaman välivaiheen jälkeen. Kaavaa johdettaessa on oletettu, että teräsbetonipilareilla on symmetrinen muuttumaton poikkileikkaus ja rauditus.

(27)

$$e_2 = K_r \times K_\varphi \times \frac{f_{yd}/E_s}{4,5 \times d} \times l_0^2$$

, jossa K_r = korjauskerroin, jonka varmalle puolella valittu arvo on 1
 K_φ = virumisen huomioiva kerroin

f_{yd} = teräksen laskentalujuus

E_s = teräksen kimmokerroin

l_0 = pilarin nurjahduspituus

d = tehollinen korkeus

(28)

$$K_{\varphi} = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} + \frac{\lambda}{150} \right) \chi \varphi_{ef}$$

, jossa f_{ck} = betonin lieriöpuristuslujuus (ominaisarvo)

λ = hoikkuusluku

φ_{ef} = tehollinen virumaluku, jonka arvona voidaan yleensä käyttää 1,5

3.2.2 Raudoituksen valinta

Raudoituksen valintaan vaikuttava mekaaninen raudoitussuhde ω saadaan yhteisvaikutusdiagrammista (kuva 8) suhteellisten voimasuureiden ν ja μ avulla. Tarvittava teräsmäärä saadaan ratkaistua mekaanisen raudoitussuhteen kaavasta seuraavasti suorakaidepilarille ja pyöreälle pilarille.

suorakaidepilarille:

(28)

$$\omega = \frac{A_s \chi f_{yd}}{b \chi h \chi f_{cd}}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\omega \times b \times h \times f_{cd}}{f_{yd}}$$

, jossa ω = mekaaninen raudoitussuhde

b = pilarin lyhyempi sivumitta

h = pilarin pidempi sivumitta

f_{cd} = betonin laskentalujuus

f_{yd} = teräksen laskentalujuus

Pyöreälle pilarille:

(29)

$$\omega = \frac{A_s x f_{yd}}{\frac{\pi x h^2}{4} x f_{cd}}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\omega \times \pi \times h^2 \times f_{cd}}{4 \times f_{yd}}$$

, jossa ω = mekaaninen raudoitussuhde

h = pilarin halkaisija

f_{cd} = betonin laskentalujuus

f_{yd} = teräksen laskentalujuus

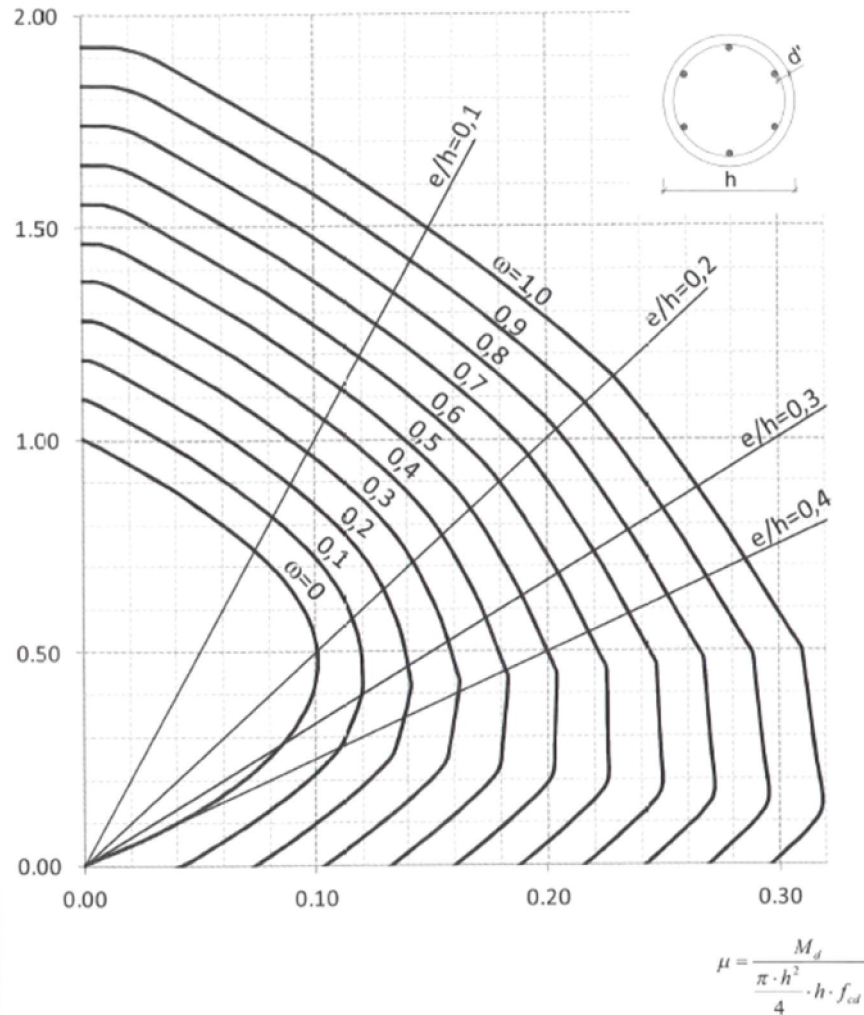
TASAISESTI RAUDOITETUN YMPYRÄPOIKKILEIKKAUKSEN MITOITUSDIAGRAMMI

Teräs: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$

$d'/h = 0,10$
 $e = M_d / N_d$

$$\nu = \frac{N_d}{\frac{\pi \cdot h^2}{4} \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_s}{\frac{\pi \cdot h^2}{4} \cdot f_{cd}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$



KUVA 8. Yhteisvaikutusdiagrammi (RIL 201-1-2008)

Kun raudoitus on laskettu tarkistetaan minimi ja maksimi raudoitusehdot, joiden väliin suunnittelijan valitseman raudoituksen on oltava. Muut raudoitusta suunniteltaessa huomioitavat asiat ovat esitelty opinnäytetyön kohdassa 3.1.4.

4 TERÄSBETONIPILARIN MITOITUSOHJELMAN ESITTELY

4.1. Laskentapohjan yleiset vaatimukset ja yleistykset

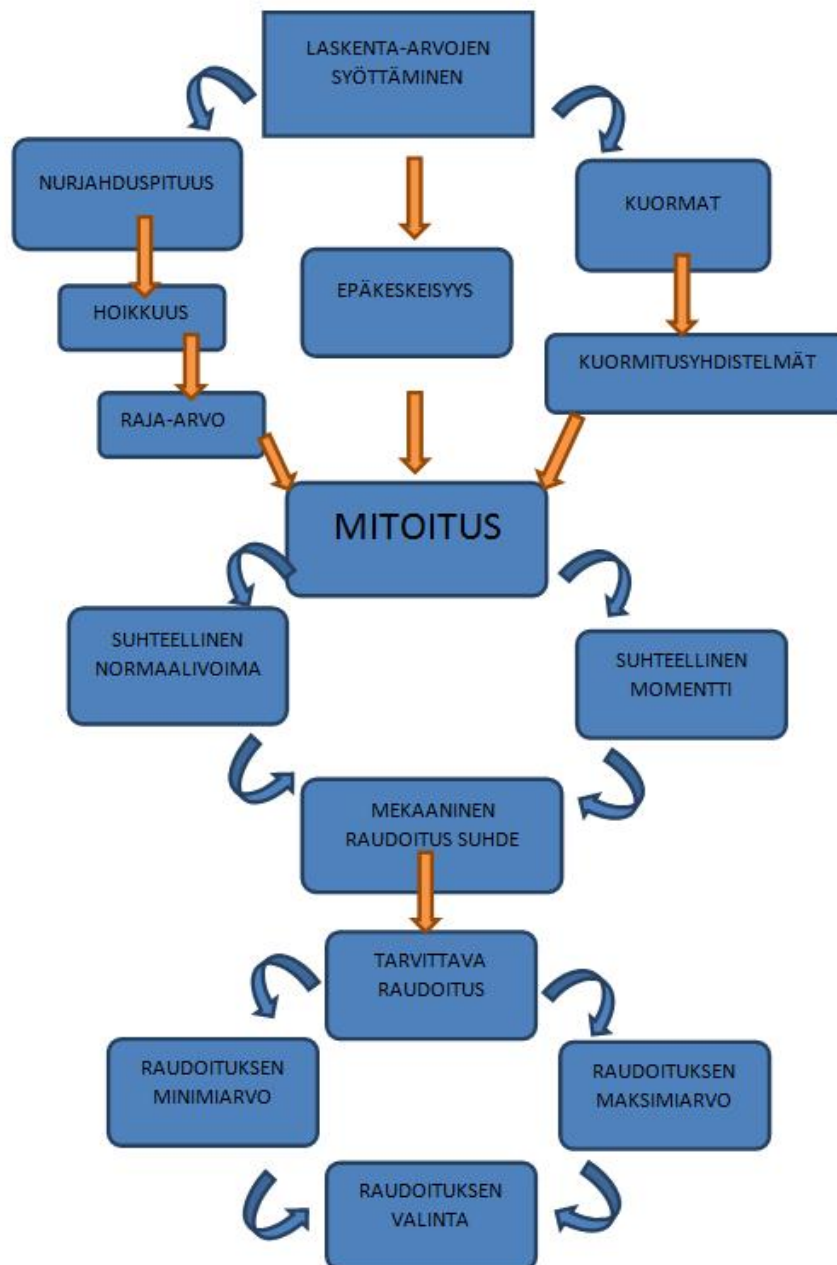
Laskentaohjelma on luotu Excel 2010-versiolla ja Excel-pohja on luotu suomen kielellä, joten suosittelen käyttämään näitä lähtö olettamilla, sillä ne ainakin toimivat. Laskentapohjassa on myös makroja, joten on hyvä tarkistaa omasta Excel-ohjelmasta, että makrot ovat käytössä.

Laskentaohjelmaa tehdessä on tehty muutama laskentaa helpottava olettaus, jotka perustuvat siihen, että laskentapohjaa käytetään vain tietyntylaisissa kohteissa. Ensimmäinen olettaus on, että laskentapohjassa kuormien yhdistelyssä on käytetty K_{Fi} arvoa yksi, joka viittaa seuraamusluokkaan CC2. Toinen yleistys on tuulikuorman laskennassa, jossa kuormitusleveys pilarille on aina yksi metri. Tämä yleistys tuottaa varmalla puolella olevia tuloksia, sillä laskettavat pilarit ovat pienempiä kuin käytettävä kuormitusleveys. Yleistys rajoittaa kuitenkin ohjelman käyttöä, sillä ei voi mitoittaa ulkoseinäpilareita, joka kerää kuormaa myös rakennuksen vaipalta.

Tuulikuorman laskennassa on käytetty yksinkertaistettua menettelyä, joka kattaa tavanomaiset pienehköt rakennukset, joiden harjakorkeus ei ylitä 15 metriä. Samoin laskentaohjelma ei osaa laskea lumikuorman kinostumista, joten tämä suunnittelijan on itse huomioitava laskennan lähtötietojen syöttö vaiheessa.

4.1.1 Vuokaavio

Mitoitusohjelma seuraa seuraavan kaavion mukaista järjestystä mitoittaessaan teräsbetonipilaria.



4.2. Laskennan aloittaminen

4.2.1 Laskennan lähtökohdat

Laskennan lähtötiedot löytyvät rakennettavasta kohteesta riippuen; joko arkkitehtikuvis-
ta tai projektin tilausvahvistuksesta. Kohteen sijainnin määrittämisen jälkeen voidaan
määritellä lumikuorman ominaisarvo maassa ja maastoluokka, sekä rakennuksen harja-
korkeus, joita tarvitaan lumikuorman ja tuulikuorman määrittelemiseen. Rakennuskoh-
teen sijainnin varmistuttua tarkastetaan arkkitehdin pohjakuvista ja leikkauksesta raken-
teiden nimellismittoja ja kuormitusaloja, joita tarvitaan laskennan edetessä. Arkkitehdin
pohjakuvista tarvitaan suunniteltavan kohteen materiaalitietoja, kuten välipohjan tyyp-
pejä ja kuormitustietoja, joilla voidaan laskea esimerkiksi vesikatolta rakenteelle siirty-
vät pysyvät kuormat. Laskenta etenee tämän jälkeen rakennettavan kohteen pysyvien
kuormien laskennalla ja hyötykuormien ominaisarvon määrittelyllä. Kun rakenteen py-
syvät kuormat on laskettu, voidaan ne syöttää laskentapohjaan niille varattuihin kenttiin.
Laskentapohja laskee itse esimerkiksi betonin ja teräksen lujuudet, kuormitusyhdistel-
mät. Laskentapohjan laskemat suureet on merkitty kuvaan 9 harmailla neliöillä.

Arkkitehdin pohjakuvista tarkastetaan, minkälaisia pilareita arkkitehti on ajatellut alus-
tavasti rakennuskohteessa käytettäväksi. Pilarin dimensioille on laskentapohjassa omat
täytettävät kenttensä, joihin syötetään pilarin sivumitat (h ja b) ja etäisyys rakenteen
pinnasta pääraudoituksen keskelle (d'). Huomaathan, että syötät pyöreän pilarin mitat
oikeisiin kohtiin ja jätät tällöin suorakaidepilarin dimensiot tyhjiksi, jotta laskentapohja
ei laske pilarin omaa painoa kaksinkertaisena.

4.2.2 Lähtöarvojen syöttäminen

Lasketut ja taulukoista luetut arvot syötetään laskentapohjaan omille paikoilleen, kuten kuvassa 9. Kuvan 9 mukaisesti laskentapohjassa suunnittelijan syöttämät lähtöarvot ovat vihreällä pohjalla, joka helpottaa ohjelman käyttöä. Kuormien syöttämisen jälkeen valitaan pudotusvalikosta laskennassa käytettävän betonin lujuusluokka ja pilarin dimensiot kohdasta, onko pilari pyöreä vai suorakaide. Tämän jälkeen syötetään pilarin dimensiot niille varatuttuihin vihreisiin kenttiin. Ohjelmassa on huomioitu myös yksittäisten pistekuormien syöttämisen mahdollisuus, sitä käytetään tarvittaessa, jos esimerkiksi rakenteille siirtyvän kuorman kuormitusalueet eivät ole samansuuruiset kaikille kuormille. Nämä omat vapaasti lisättävät pistekuormat voidaan syöttää kuormitustyyppistä riippuen kohtiin ”pistekuorma hyöty” tai ”pistekuorma omasta painosta” kohtiin.

Pilarin pituus L=	3,2 m
-------------------	-------

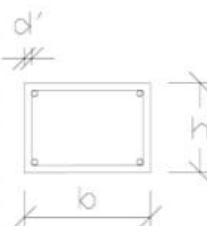
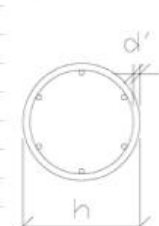
OMINAISKUORMAT	
Omapaino: G_{oma}	3,20 kN
Pysyväkuorma: G_k	4 kN/m
Lumikuorma: Q_{lumi}	2,50 kN/m ²
Tuulikuorma: Q_{tuuli}	0,6 kN/m ²
Hyötykuorma: $Q_{hyöty}$	4,00 kN/m ²
Kaidekuorma	2,00 kN/m
Pistekuorma _{hyöty}	kN
Pistekuorma _{omapaino}	kN

Kuormitustiedot:	
Leveys	6 m
Syvyys	3 m
kaidepituus	0 m

MITOITUSKUORMAT		
Tuulikuorma määräävä	$N_{ed} = 209,33 \text{ kN}$	$M_{0ed} = 2,30 \text{ kNm}$

BETONIN LUJUUSLUOKKA	
C25/30	

TERÄSTEN OMINAISUUDET	
434,78 N/mm ²	A500H

PILARIN DIMENSIOT	
	
Suorakaide: h= 0,2 m b= 0,2 m d'= 0,025 m	
Pyöreä: h= 0 m d'= 0 m	
Suorakaide	

KUVA 9. lähtötietojen syöttäminen

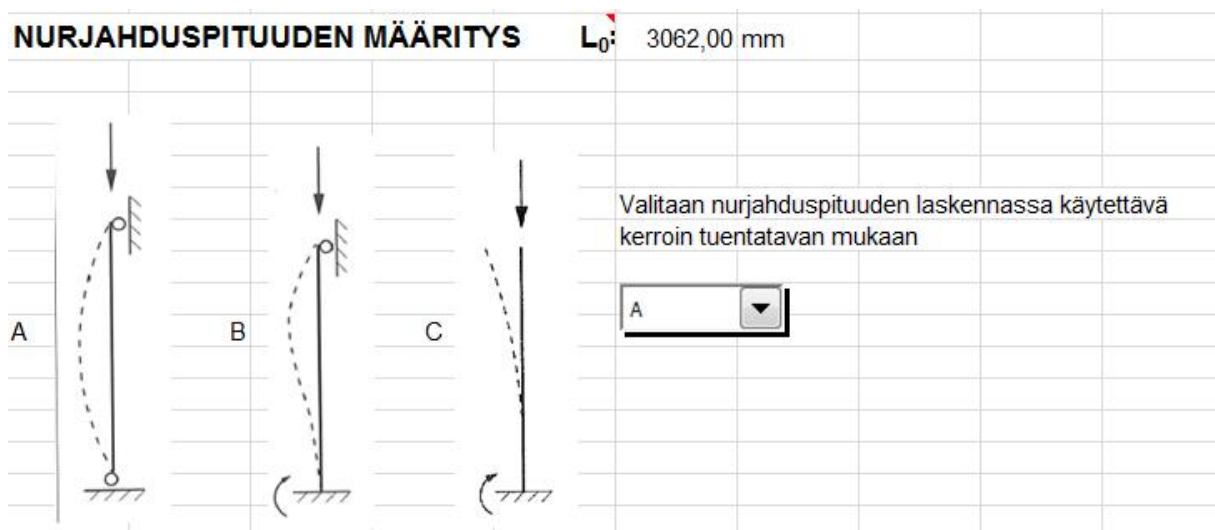
4.3. Laskennan kulku

Ohjelma alkaa välittömästi muodostaa kuormitusyhdistelmiä, kun ohjelmaan syötetään lähtöarvoja. Kuormitusyhdistelmissä huomioidaan kuormien määräävyydet pudotusvalikossa (kuva 10). Näin suunnittelija voi helposti vaihtaa kuormien määräävyyksiä tarkistaakseen mikä kuormitusyhdistelmä tuottaa pilariin suuremman raudoituksen ja on näin ollen määräävä kuormitusyhdistelmä. Kuormitusyhdistelmiä laskiessaan ohjelma olettaa että rakenne on seuraamusluokassa CC2.

MITOITUSKUORMAT			
Tuulikuorma määräävä	$N_{ed} =$	71,49 kN	$M_{0ed} =$ 2,92 kNm

KUVA 10. Määräävän kuormitusyhdistelmän valinta pudotusvalikosta

Laskenta-arvojen syöttämisen jälkeen valitaan teräsbetonipilarin staattinen malli pudotusvalikosta (kuva 11). Tämä vaikuttaa pilarin nurjahduspituuden ja tuulikuormasta aiheutuvan momentin määrittämisen myötä laskennan tuloksiin. Staattisen mallin valinnan jälkeen laskentaohjelma laskee teräsbetonipilarille nurjahduspituuden avulla hoikkuuden λ (kaava 8) ja tarkistaa ylittääkö se hoikkuuden raja-arvon λ_{lim} (kaava 13). Tästä riippuu mitoitetaanko pilari hoikkana vai jäykkänä rakenneosana. Jos raja arvo on suurempi, kuin hoikkuusluku mitoitetaan pilari jäykkänä.

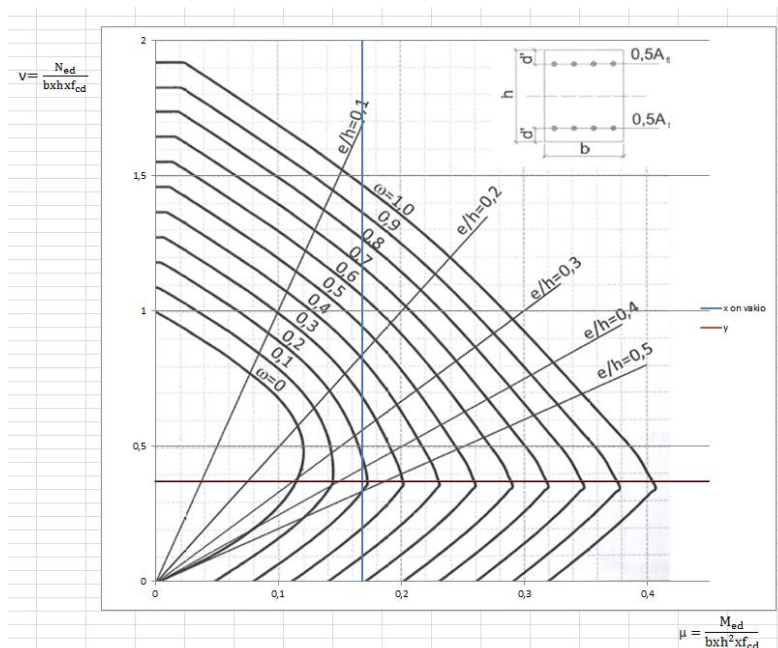


KUVA 11. Staattisen mallin valinta pudotusvalikosta

Tämän jälkeen ohjelma laskee mitoittavan momentin annettujen kuormien ja lasketun epäkeskeisyyden avulla, käyttämällä kaavoja, jotka näkyvät laskentapohjassa laskentavälilehdellä. Kun epäkeskeisyys on laskettu, on vuorossa mitoittavan momentin laskenta (kaava 18). Mitoittava normaalivoima tulee suoraan kuormitusyhdistelmästä.

4.3.1 Raudoituksen valinta

Laskentapohja laskee suhteellisen normaalivoiman ja suhteellisen momentin ohjelmaan laskentavälilehdelle kirjoitetuilla kaavoilla. Laskentapohjan laskettua suhdeluvun d'/h (etäisyyden rakenteen pinnasta pääterästen keskelle jaettuna pilarin sivumitalla tai halkaisijalla) ohjelma kertoo mitä yhteisvaikutusdiagrammia käytetään (katso oranssit kentät kuvasta 13). Suunnittelijan tehtäväksi jää lukea mekaaninen raudoitussuhde ω punaisen ja sinisen viivan risteyskohdasta, jotka ohjelma piirtää valmiiksi yhteisvaikutusdiagrammiin, (kuva 12) ja kirjata tämä suhdeluku mekaaniselle raudoitussuhteelle varattuun vihreään kenttään, kuten kuvassa 13.



KUVA 12. Mekaanisen raudoitussuhteen lukeminen

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMIN VALINTA			
Yhteisvaikutusdiagrammi valintaan vaikuttaa pilarin muoto ja suojaabetonietäisyyden suhde sivumittaan			
D'/H=	0.2	Suorakaide	
Käytä siis yhteisvaikutusdiagrammia näitä arvoja vastaavasta välilehdestä			
TAULUKOSTA SAATU	omega=	0.2	jos yhteisvaikutuskäyrästä saadaan arvo 0 käytä arvoa 0,01

KUVA 13. Mekaanisen raudoitussuhteen syöttäminen omaan kenttäänsä

Tästä mekaanisesta raudoitussuhteesta laskentapohja laskee tarvittavan teräspinta-alan määrän. Suunnittelija pääsee valitsemaan käytettävän raudoituksen määrän pudotusvalikosta (kuva 14). Valitun raudoituksen on oltava suurempi tai yhtä suuri, kuin pilarin tarvittava raudoitus, mutta pienempi kuin pilarin maksimi raudoitus. Suunnittelijan on myös suunniteltava käyttämästään teräsmäärästä pilarirauditus opinnäytetyön kohdan 3.1.4 avulla. Jos pudotusvalikosta ei suunnittelijan mielestä löydy sopivaa raudoitusta; valitaan pudotusvalikosta ”oma raudoitus”, siirrytään laskenta-arvot välilehdelle ja täytetään tarvottavat raudoitustiedot ohjeiden mukaan (kuva 15).

Pääterästen valinta	4 φ 10	314,1593 mm ²	käyttöaste	83,0 %
---------------------	--------	--------------------------	------------	--------

KUVA 14. Raudoituksen valinta

RAUDOITUS ARVOJA		2					
Pääteräkset							
	raudoitus	säde	pinta-ala	lukumäärä	raudoituksenmäärä	halkaisija	
1	4 ϕ 8	4	50,2654825	4	201,0619	8	
2	4 ϕ 10	5	78,54	4	314,16	10	
3	4 ϕ 12	6	113,10	4	452,39	12	
4	4 ϕ 16	8	201,06	4	804,25	16	
5	4 ϕ 20	10	314,16	4	1256,64	20	
6	4 ϕ 25	12,5	490,87	4	1963,50	25	
7	6 ϕ 8	4	50,27	6	301,59	8	
8	6 ϕ 10	5	78,54	6	471,24	10	
9	6 ϕ 12	6	113,10	6	678,58	12	
10	6 ϕ 16	8	201,06	6	1206,37	16	
		10	314,16	6	1884,96	20	
		12,5	490,87	6	2945,24	25	
13	oma raudoitus	0	0,00	0	0,00	0	

Yhden raudoituksen säde

KUVA 15. Oman raudoituksen luonti

4.3.2 Laskelmien tulostus

Laskelmien tulostukselle on omat makronsa. Halutessaan vain laskennan pääkohdat tulosteeseen painetaan ”tulosta tulostussivu” painiketta. Koko laskennan halutessaan täytyy painaa ”tarkat laskelmat” painiketta. Excel tulostaa laskelmista PDF- tiedoston, jonka voit tulostaa tai tallentaa suunniteltavan kohteen rakennelaskelmat -kansioon.

5 LASKENTAESIMERKKEJÄ

5.1. Yleistä laskentaesimerkeistä

Laskenta aloitetaan etsimällä tarvittavat lähtötiedot arkkitehdin lupakuvista. Arkkitehdin piirtämästä leikkauskuvasta saadaan laskennassa tarvittavan pilarin vapaa korkeus ja siitä saadaan laskettua myös rakenteiden pysyvät neliökuormat ja kuormitus alat. Arkkitehtikuvien nimiöstä saadaan selville rakennettavan kohteen sijainti. Sijainnin ollessa selvillä osaamme määrittää lumikuorman ominaisarvon ja tuulikuorman laskennassa tarvittavan maastoluokan. Laskentaesimerkeissä tarvittavat arkkitehtikuvat ovat liitteissä yksi ja kolme.

5.2. Pyöreän pilarin mitoitus esimerkki

Liitteessä 1 on tähän esimerkkiin tarvittavat arkkitehtikuvat. Arkkitehtikuvissa mitoitettava pilari on rasteroitu, jotta laskelmat pääsevät paremmin alkuun. Lisäksi arkkitehtikuvaan on lisätty tarvittavat mitat, jotta päästään laskemaan rakenteiden pysyviä kuormia.

Pysyvien kuormien laskenta:

Pilarin oman painon Excel-pohja laskee automaattisesti, kun syöttää pilarin dimensiot ja pilarin pituuden. Nämä pysyvät kuormat on syötetty kuvaan 16 punaisten kehysten sisään.

Pilarille siirtyvä rakenteiden pysyvä kuormaa lasketaan seuraavasti

$$G_p = G_{parveke} + G_{katto}$$

$$G_p = 0,2m \times 25 \frac{kN}{m^3} + 0,6 \frac{kN}{m^2} = 5,6 \frac{kN}{m^2}$$

Pilarin päällä on toinen pilari, jonka pysyvä kuorma syötetään kohtaan pistekuorma oma paino.

$$G_p = \pi(0,125m)^2 \times 3,062m \times 25 \frac{kN}{m^3} = 3,758 kN$$

Lumikuorman määrittäminen:

Rakennettava kohde sijaitsee Kotkassa, joten lumikuorman määrittämiseksi on otettava selvää, minkälainen ominaislumikuorma Kotkassa on. Tämä tieto löytyy kuvasta 1. Lumikuorma lasketaan kaavalla.

$$q_k = \mu_i \times S_k$$

Kohteen katon kaltevuus on 1:2 ja katto on muodoltaan perus harjakatto, joten μ_i saa arvon 0,8. Lumikuorman ominaisarvo maassa on kansallisenliitteen mukaan $2,65 \text{ kN/m}^2$. Näistä arvoista saadaan lumikuorman arvoksi.

$$q_k = 0,8 \times 2,65 \frac{kN}{m^2} = 2,12 \frac{kN}{m^2}$$

Tämä laskenta arvo on syötetty kuvaan 16 ja kehystetty keltaisella neliöllä.

Hyötykuorman määrittely:

hyötykuorma rakenteelle määräytyy taulukosta 1. Kyseessä on parveke joten hyötykuorman arvo on $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Tämä laskenta arvo on syötetty kuvaan 16 ja kehystetty sinisellä neliöllä.

Tuulikuorman määrittely:

tuulikuorma määräytyy kohdan 2.1.4 mukaan. Kohteen lähtöarvojen (harjakorkeus 9,2 metriä ja maastoluokka 1) mukaan tuulikuorman arvo on

$$q_{w,k} = c_{p,net} \times q_k(h)$$

$$q_{w,k} = 1,1 \times 0,75 \frac{kN}{m^2} \times 1m = 0,83 \frac{kN}{m}$$

Tuulikuorma on merkitty kuvaan 16 ja kehystetty violetilla.

5.2.1 Kuormien syöttäminen

Kuormien laskennan jälkeen voidaan lasketut kuormat syöttää laskentapohjaan omiin lokeroihinsa kuten kuvassa 16.

TERÄSBETONIPILARIN MITOITUS NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄLLÄ			
Pilarin pituus L=	3,062 m		
OMINAISKUORMAT			
Omapaino: G_{oma}	3,76 kN	Kuormitustiedot:	
Pysyväkuorma: G_k	5,6 kN/m ²	Leveys	3,5 m
Lumikuorma: Q_{lumi}	2,12 kN/m ²	Syvyys	1,6 m
Tuulikuorma: Q_{tuuli}	0,83 kN/m ²	kaidepituus	0 m
Hyötykuorma: $Q_{hyöty}$	2,50 kN/m ²		
Kaidekuorma	2,00 kN/m		
Pistekuorma _{hyöty}	3,75 kN		
Pistekuorma _{omapaino}			
MITOITUSKUORMAT			
Tuulikuorma määräävä	$N_{ed} = 71,49$ kN	$M_{0ed} = 2,92$ kNm	
BETONIN LUJUUSLUOKKA			
	C25/30		
TERÄSTEN OMINAISUUDET			
	434,78 N/mm ²	A500H	
PILARIN DIMENSIOT			
 		Suorakaide: h= 0 m b= 0 m d'= 0 m Pyöreä: h= 0,25 m d'= 0,025 m	
		Pyöreä	

KUVA 16. Lähtötietojen syöttäminen

5.2.2 Laskennan kulku

Laskenta etenee kuten vuokaaviossa (4.1.1). Jos haluat tarkastella laskennan kulkua tarkemmin, voit tarkastella Excel-pohjan tulostetta liitteestä 2.

Laskennan seuraamisen helpottamiseksi seuraavaksi on kirjattu laskennan välituloksia

hoikkuus: 48.99

epäkeskeisyys e_d : 83,64 mm

voimasuureet: $N_{ed} = 71,49$ kN

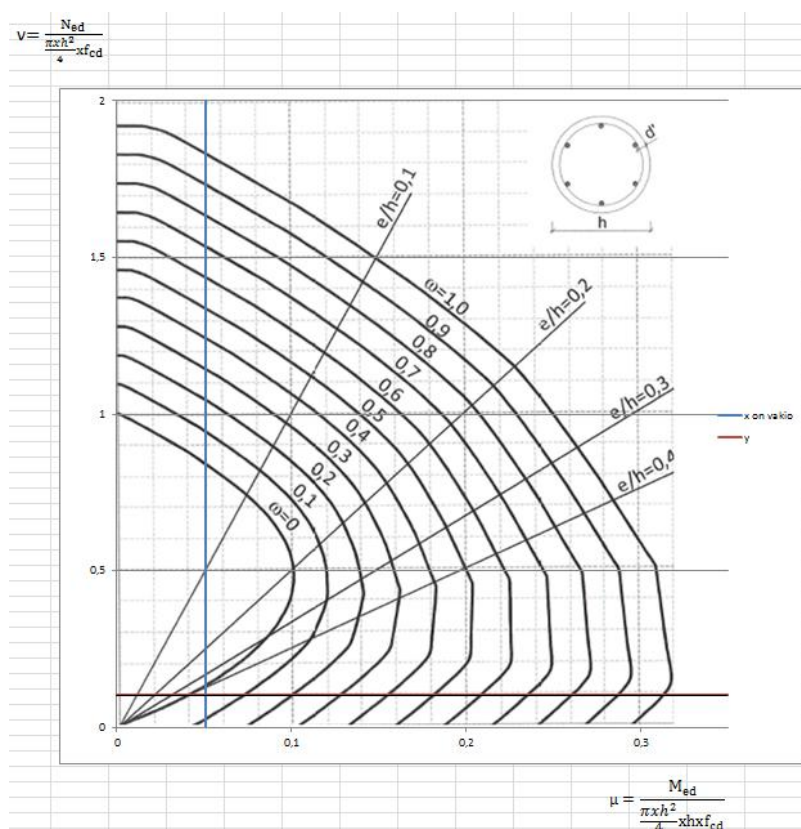
$M_{ed} = 5,98$ kNm

mekaaninen raudoitussuhde ω : 0,05

5.2.3 Raudoitus

Excel-pohja laskee lähtöarvojen ja välitulosten jälkeen teräsbetonipilarin suhteellisen momentin $\mu = 0,034$ (kaava 20) ja suhteellisen normaalivoiman $v = 0,103$ (kaava 21)

Tämän jälkeen valitaan oikea yhteisvaikutusdiagrammi ohjelman ohjeiden mukaan ja lisätään yhteisvaikutusdiagrammista luettu mekaaninen raudoitussuhde ω (kuva 14) sille varattuun vihreään kenttään (kuva 15). Mekaanisen raudoitussuhteen lisäämisen jälkeen ohjelma laskee tarvittavan raudoituksen määrän kaavalla (28)



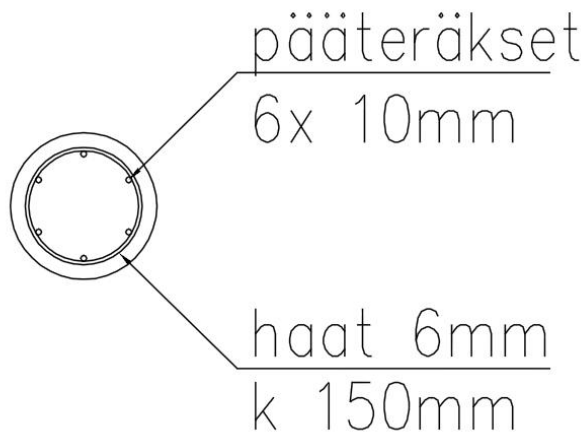
KUVA 14. Mekaanisen raudoitussuhteen määrittäminen

DIAGRAMMISTA SAATU	$\omega =$	0,05	jos yhteisvaikutuskäyrästä saadaan arvo 0 käytä arvoa 0,01
---------------------------	------------	------	---

KUVA 15. Mekaaninen raudoitussuhde syötettynä oikeaan kenttäänsä.

Kun ohjelma on laskenut tarvittavan teräspinta-alan määrän, suunnittelija valitsee puto-
tusvalikosta ohjelman ohjeiden mukaan raudoituksen, jonka poikkipinta-ala on suurem-

pi kuin minimi raudoitus, mutta pienempi kuin maksimiraudoitus. Laskentaesimerkin tuottama raudoitus on kuvan 16 mukainen.



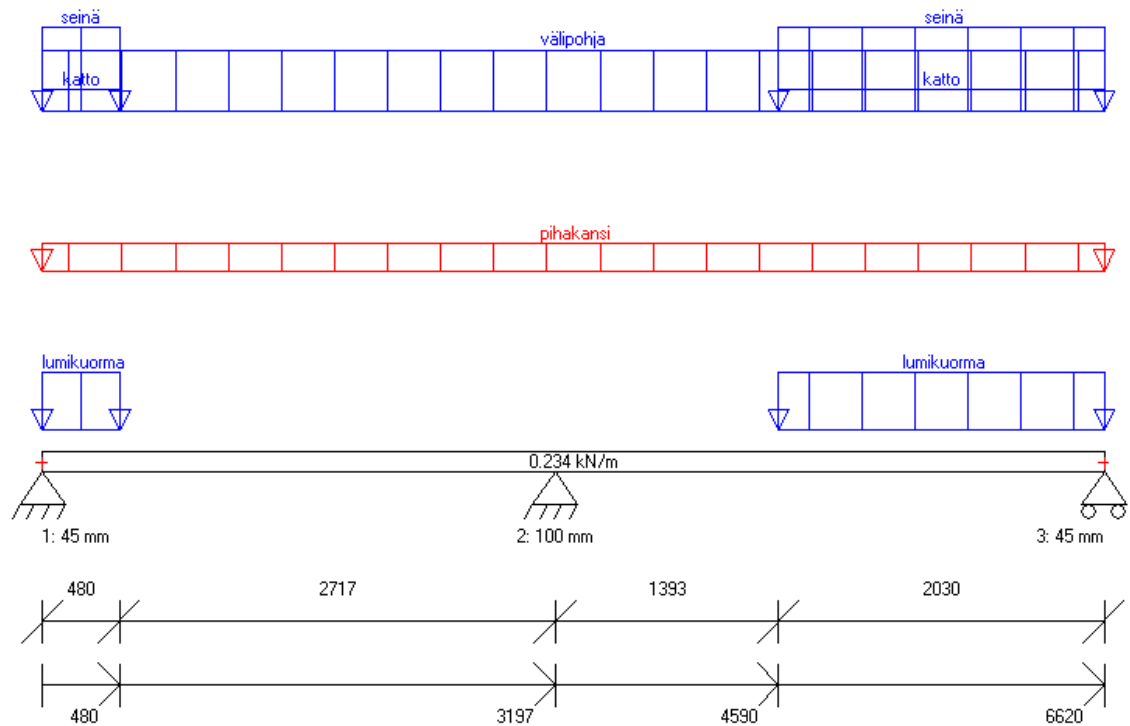
KUVA 16. Valittu raudoitus mallinnettuna poikkileikkaukseen.

5.3. Suorakaidepilarin mitoitus esimerkki

Liitteessä 3 on tähän esimerkkiin tarvittavat arkkitehtikuvat. Arkkitehtikuvissa mitoitettava pilari on rasteroitu, jotta laskelmat pääsevät paremmin alkuun. Lisäksi arkkitehtikuvaan on lisätty tarvittavat mitat, jotta päästään laskemaan rakenteiden pysyviä kuormia. Pilarille tulevien kuormien määrittämisessä voidaan käyttää apuna muitakin ohjelmia, kuten esimerkiksi Finnwood ohjelmistoa. Tässä esimerkissä kuormat on määriteltä pilarin päällä olevan palkin tukireaktioiden avulla.

Pilarille tulevien kuormien laskenta tukireaktioiden avulla:

Koska teräsbetonipilarin päällä on palkki, voidaan käyttää pilarin kuormien laskennassa hyväksi palkin laskelmien tukireaktioita pilarin kuormituksena. Kuvassa 17 on määriteltä Finnwood 2.3 ohjelmistolla palkin laskennassa käytettävät kuormitukset. Laskettava teräsbetonipilari on ohjelmistossa tuki kaksi, joten keskituen tukireaktiot vaikuttavat pilariin suoraan kuormituksina. Tukireaktiot on esitetty kuvassa 18.



KUVA 17. Pilarin päällä olevan palkin kuormitustiedot.

===== lattiapalkki - 13.4.2012 =====	
TUKIREAKTIOT KUORMITUSTAPAUKSITTAIN (OMINAISARVOT):	

Kuormitustapaus:	Omapaino
Tuki:	FZ [kN]:
1:	18.68
2:	64.04
3:	33.31

Kuormitustapaus:	Hyötykuorma, jänneväli 1
Tuki:	FZ [kN]:
1:	7.83
2:	9.86
3:	8.99

Kuormitustapaus:	Hyötykuorma, jänneväli 2
Tuki:	FZ [kN]:
1:	1.18
2:	10.85
3:	7.45

Kuormitustapaus:	Lumikuorma
Tuki:	FZ [kN]:
1:	3.01
2:	9.29
3:	13.05
===== lattiapalkki - 13.4.2012 =====	

KUVA 18. Palkin tukireaktiot.

Lumikuorman määrittäminen:

Rakennettava kohde sijaitsee Vääksyssä, joten lumikuorman määrittämiseksi on otettava selvää, minkälainen ominaislumikuorma Vääksyssä on. Tämä tieto löytyy kuvasta 1. Lumikuorma lasketaan kaavalla.

$$q_k = \mu_i \times S_k$$

Kohteen katon kaltevuus on 1:2 ja katto on muodoltaan perus harjakatto, joten μ_i saa arvon 0,8. Lumikuorman ominaisarvo maassa on Eurokoodin kansallisenliitteen mukaan $2,50 \text{ kN/m}^2$. Näistä arvoista saadaan lumikuorman arvoksi

$$q_k = 0,8 \times 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

lumikuorma on merkitty laskentapohjaan (kuva 19) keltaisella kehyksellä.

5.3.1 Kuormien syöttäminen

Pilarille tulevat kuormat on esitelty ominaisarvoina kuvassa 17. Laskentapohjaan ne syötetään kuvan 19 mukaisesti. Jokainen kuorma on eritelty kehystäen sekä kuvaan 17 että kuvaan 19 laskentaesimerkin selkeyden vuoksi.

TERÄSBETONIPILARIN MITOITUS NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄLLÄ			
Pilarin pituus L=	2,6	m	
OMINAISKUORMAT			
Omapaino: G_{oma}	4,94	kN	Kuormitustiedot: Leveys 4,04 m Syvyys 1,6 m kaidepituus 0 m
Pysyväkuorma: G_k	0	kN/m ²	
Lumikuorma: Q_{lum}	2,00	kN/m ²	
Tuulikuorma: Q_{tuuli}	0	kN/m ²	
Hyötykuorma: $Q_{hyöt}$	0,00	kN/m ²	
Kaidekuorma	2,00	kN/m	
Pistekuorma _{hyöty}	20,71	kN	
Pistekuorma _{omapaino}	64,04	kN	
MITOITUSKUORMAT			
Hyötykuorma määrääv		$N_{ed} = 123,97$ kN	$M_{ed} = 0,00$ kNm
BETONIN LUJUUSLUOKKA C25/30			
TERÄSTEN OMINAISUUDET 434,78 N/mm ² A500H			
PILARIN DIMENSIOT			
		Suorakaide: h= 0,2 m b= 0,38 m d'= 0,025 m	
		Pyöreä: h= 0 m d'= 0 m	
		Suorakaide	

KUVA 19. Lähtötietojen syöttäminen.

5.3.2 Laskennan kulku

Laskenta etenee kuten vuokaaviossa (4.1.1). Jos haluat tarkastella laskennan kulkua tarkemmin, voit katsella Excel-pohjan tulostetta liitteestä 4. Laskennan seuraamisen helpottamiseksi seuraavaksi on kirjattu laskennan välituloksia

hoikkuus: 45,03

epäkeskeisyys e_d : 28,93 mm

voimasuureet: $N_{ed} = 123,97$ kN

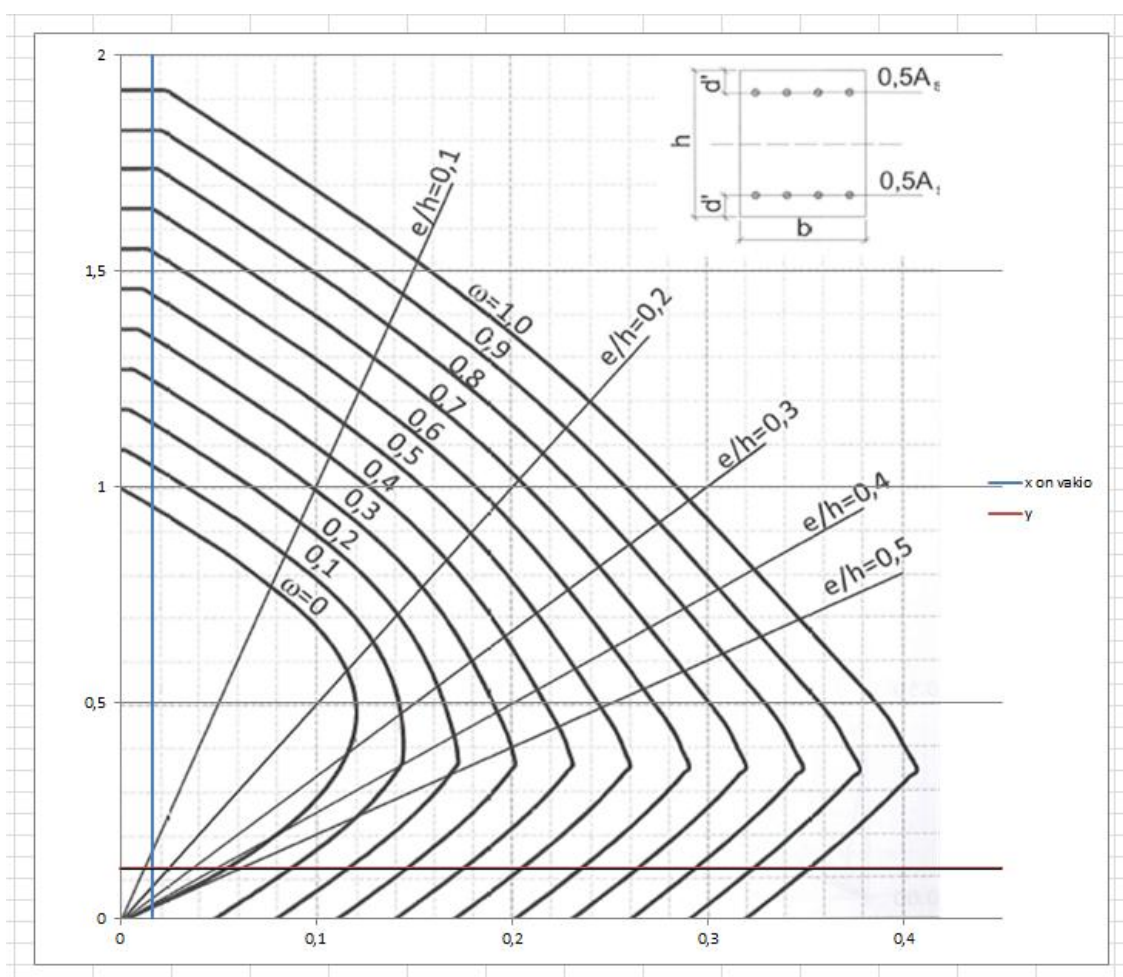
$M_{ed} = 3,59$ kNm

mekaaninen raudoitussuhde ω : 0,01

5.3.3 Raudoitus

Excel-pohja laskee lähtöarvojen ja välitulosten jälkeen teräsbetoni pilarin suhteellisen momentin $\mu=0,017$ (kaava 18) ja suhteellisen normaalivoiman $v = 0,115$ (kaava 19).

Tämän jälkeen valitaan oikea yhteisvaikutusdiagrammi ohjelman ohjeiden mukaan ja lisätään yhteisvaikutusdiagrammista luettu mekaanisen raudoitussuhde ω (kuva 20) sille varattuun vihreään kenttään (kuva 21). Mekaanisen raudoitussuhteen lisäämisen jälkeen ohjelma laskee tarvittavan raudoituksen määrän kaavalla (19)

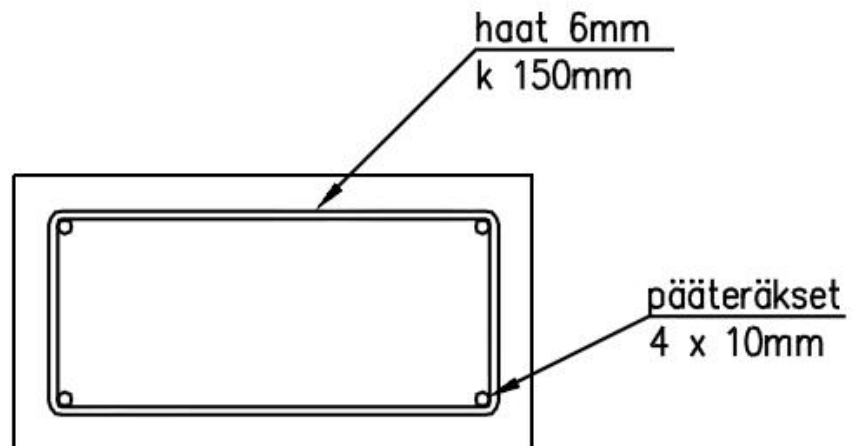


KUVA 20. Mekaanisen raudoitussuhteen määrittäminen

DIAGRAMMISTA SAATU	$\omega =$	0,01	jos yhteisvaikutuskäyrästä saadaan arvo 0 käytä arvoa 0,01
---------------------------	------------	------	---

KUVA 21. Mekaaninen raudoitussuhde syötettynä oikeaan kenttäänsä.

Kun ohjelma on laskenut tarvittavan teräspinta-alan määrän, suunnittelija valitsee pudotusvalikosta ohjelman ohjeiden mukaan raudoituksen, jonka teräspinta-ala on suurempi kuin minimiraidoitusehto, mutta pienempi kuin maksimiraidoitusehto. Laskenta esimerkin tuottama raudoitus on kuvan 22 mukainen.



KUVA 22. Valittu raudoitus mallinnettuna poikkileikkaukseen.

6 LASKENTAPOHJAN KEHITTÄMINEN

Laskentapohjaa on tarkoitus kehittää jatkossa lisäämällä siihen rakenteiden rasitusluokat ja mahdollisuus vaikuttaa rakenteiden seuraamusluokkaan tarvittaessa. On myös tarkoitus lisätä mahdollisuus tarkentaa laskelmien laskelmissa käytettävää d' määrittämistä ja huomioida rakenteen kuormitusleveyttä koskevia tilanteita jolloin voitaisiin mitoittaa teräsbetonipilareita, jotka tukevat tuulikuorman kuormittamaa seinää. Laskentapohjaan on tarkoitus luoda vielä jonkinlainen suunnittelijan syöttämien tietojen yleistarkastus, joka huomaa räikeät virheet.

Laskentapohjaan on tulossa vielä raudoitus-välilehti, johon ohjelma sijoittaa raudoitukset opinnäytetyön kohdan 3.1.4 mukaisesti.

Laskentapohjan kehittämis ehdotuksia, jotka tulevat laskentapohjaa käyttäviltä suunnittelijoilta, on tarkoitus myös kuunnella ja ottaa mahdollisuuksien mukaan huomioon laskentapohjaa kehiteltäessä.

Edellä mainitut laskentapohjan kehitysehdotukset otetaan käyttöön lisäämällä ne laskentapohjaan jo tämän kevään aikana, kun saan palautetta laskentapohjasta parhaalta mahdolliselta taholta, oikeilta käyttäjiltä.

LÄHTEET

Puurakenteiden suunnittelu, Lyhennetty suunnitteluohje, Kolmas painos
Eurokoodi 5

- Lähde: RIL 205-1-2009 liite B.

RIL 201- 1- 2008, Suunnittelu ja rakenteiden kuormat

RIL 202- 2011, Betonirakenteiden suunnitteluohje

RTEK-3210 Teräsbetonirakenteet luentomoniste syksy 2009

Betoninormit 2004 By 50

Liite 2. Pyöreän pilarin laskentaesimerkki

Liite aukeaa kokonaisuudessaan kun sitä tupla klikkaa

KPM-Engineering <small>FMC GROUP</small> Kalevantie 7 C, FI-33100 Tampere, FINLAND tel. +358 207 392 200, fax +358 207 392 333 http://www.kpmeng.fi		Työn nro 32003 Tekijä NN Päiväys 30.3.12 Sisältö TERÄSBETONI PILARI	Rakennelaskelmat Pos. 5,5 123 Sivu 5,5 001
--	--	--	--

TERÄSBETONIPILARIN MITOITUS NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄLLÄ

Pilarin pituus $L = 3,062$ m

OMINAISKUORMAT

Omapaino: G_{oma}	3,78 kN	Kuormitustiedot: Leveys 3,5 m Syvyys 1,8 m kaidepituus 0 m
Pysyväkuorma: G_k	5,8 kN/m ²	
Lumikuorma: Q_{lumi}	2,12 kN/m ²	
Tuulikuorma: Q_{tuuli}	0,83 kN/m ²	
Hyötykuorma: $Q_{hyöty}$	2,50 kN/m ²	
Kaidekuorma	2,00 kN/m	
Pistekuorma _{hyöty}	3,75 kN	
Pistekuorma _{omapaino}	kN	

MITOITUSKUORMAT

Tuulikuorma määrittäjä $N_{ed} = 71,49$ kN $M_{ed} = 2,92$ kNm

BETONIN LUJUUSLUOKKA C25/30

TERÄSTEN OMINAISUUDET 434,78 N/mm² A500H

PILARIN DIMENSIOT

Suorakaide:
 $h = 0$ m
 $b = 0$ m
 $d' = 0$ m

Pyöreä:
 $h = 0,25$ m
 $d' = 0,025$ m

Pyöreä

NURJAHDUSPITUUDEN MÄÄRITYS $L_0 = 3062,00$ mm

Valitaan nurjahduspituuden laskennassa käytettävä kerroin tuentatavan mukaan
 A

HOIKKUUS $\lambda = 48,99$

hoikkuudenraja-arvo $\lambda_{lm} = 33,61$

käytetään toisenkertaluvun epäkeskeisyyttä

EPÄKESKEISYYS

Mitoituksessa käytettävä epäkeskisyyden e_d sisältää kuorman epäkeskisyyden e_0 , lisäepäkeskisyyden e_1 ja geometrisen epälineaarisuuden aiheuttaman epäkeskisyyden e_2 . Mitoitusepäkeskisyyden lasketaan kaavalla

$$e_d = e_0 + e_1 + e_2$$

$e_0 = 40,82$ mm

Kuormien alkuepäkeskisyyden

mm

$e_1 = 7,655$ mm

Toisen kertaluvun epäkeskisyyden lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$e_2 = K_r \chi K_\varphi \chi \frac{f_{yd}/E_s}{4,5\chi d} \chi l_0^2$$

jossa K_r oletetaan olevan 1 (varmalla puolella)

E_s on teräksen kimmokerroin

l_0 on nurjahduspituus

d on nimellinen rakenteen korkeus

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \chi \varphi_{ef}$$

jossa f_{ck} betonin lieriöpuristuslujuus

φ_{ef} on virumaluku

oletetaan että se on 1,5

$K_\varphi = 1,22258$

$K_\varphi > 1$

OK

$e_2 = 35,15902$

Kokonaisepäkeskisyydeksi e_d saadaan

$e_d = e_0 + e_1 + e_2 = 83,64$ mm

vähimmäisepäkeskisyyden:

$$e_0 = \max \left\{ \frac{h}{30}, \frac{h}{20} \right\} \quad \text{tai} \quad \frac{h}{30} = 0 \quad \text{tai} \quad 20$$

näistä suurin on 20 mm

on suurempi kuin minimiarvo

MITOITAVA MOMENTTI M_{ed}

$M_{ed} = N_{ed} \times e_d = 5,98$ kNm

MITOITUS

Teräsbetonipilarin pystyraudoitus määritellään yhteisvaikutusdiagrammin avulla jossa pystyakselilla on suhteellinen normaalivoima v ja vaaka akselilla suhteellinen momentti μ . Ne määritellään seuraavasti

suorakaidepilarille:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b x h^2 x f_{cd}} \quad v = \frac{N_{ed}}{b x h x f_{cd}}$$

pyöreälle pilarille:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{\frac{\pi x h^2}{4} x h x f_{cd}} \quad v = \frac{N_{ed}}{\frac{\pi x h^2}{4} x f_{cd}}$$

KÄYTETTÄVÄT SUHTEELLISET MOMENTIN JA NORMAALIVOIMAN ARVOT

$$\mu = 0,034$$

$$v = 0,103$$

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMIN VALINTA

Yhteisvaikutusdiagrammi valintaan vaikuttaa pilarin muoto ja suojabetonietäisyyden suhde sivumittaan

$$D'/H = 0,1$$

Pyöreä

Käytä siis yhteisvaikutusdiagrammia näitä arvoja vastaavasta välilehdestä

DIAGRAMMISTA SAATU

$$\omega = 0,05$$

jos yhteisvaikutuskäyrästä saadaan arvo 0
käytä arvoa 0,01

RAUDOITUS

Tarvittava raudoitus saadaan seuraavasta kaavasta:

$$\omega = \frac{A_s x f_{yd}}{b x h x f_{cd}}$$

HUOM! Jos pilari on pyöreä käytä vähintään kuutta pysty terästä (minimi EC:ssä)

$$A_s = 79,97153 \text{ mm}^2$$

Pääraudoituksen minimiarvo on suurempi seuraavista

$$A_{s,min} = \frac{0,1 x N_{ed}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,min} = 16,44 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,002 x A_c$$

$$A_{s,min} = 98,17 \text{ mm}^2$$

suurempi näistä arvoista on **98,17477 mm²**

pääraudoituksen maksimi arvo

$$A_{s,max} = 0,06 \times A_c$$

$$A_{s,max} = 2945,243 \text{ mm}^2$$

Pääterästen valinta

4 φ 10 ▼

$$314,1593 \text{ mm}^2$$

käyttöaste 31,3 %

haat

6 mm

tai

2,5 mm

suurempi arvo on

6 mm

hakojen väli

pienin seuraavista

150 mm

tai

250 mm

tai

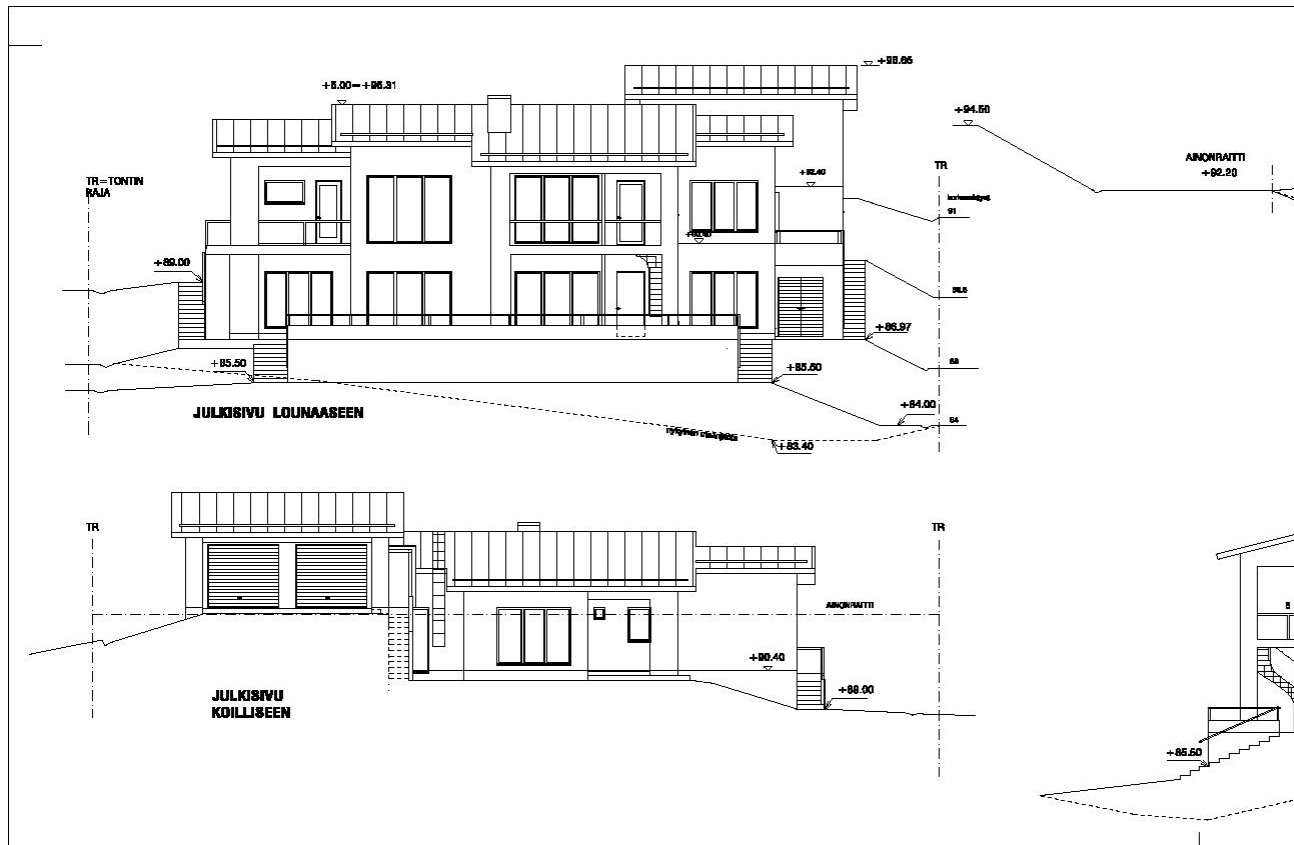
400 mm

pienin näistä

150 mm

Liite 3. Arkkitehtikuvat suorakaidepilarin laskentaan

Liite aukeaa kokonaisuudessaan kun sitä tupla klikkaa



	1.KERROS	KELL.KERL	2.KERR./AUTOT.	YHTEENSÄ
HUONEISTOLA	126	95	—	221 M2
KERROSALA	152	112	48	312 M2
KOKONAISALA	132+VAR. 24	145+VAR.93	48	297 M2 +VAR.+AT.185 M2
TILAVUUS	670+VAR. 70	480+VAR.280	150 M3	1030 M3 +VAR.+AT.500 M3

VARASTOT JA AUTOTALLI ON PUOLILÄMPIMÄ

Liite 4. Suorakaidepilarin laskentaesimerkki

Liite aukeaa kokonaisuudessaan kun sitä tupla klikkaa

KPM-Engineering <small>FMC GROUP</small> Kalevantie 7 C, FI-33100 Tampere, FINLAND tel. +358 207 392 200, fax +358 207 392 333 http://www.kpmeng.fi	Työn nro	32003	Rakennelaskelmat	
	Tekijä	NN	Pos.	5,5 123
	Päiväys	13.4.12	Sivu	5,5 001
	Sisältö	TERÄSBETONI PILARI		

TERÄSBETONIPILARIN MITOITUS NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄLLÄ

Pilarin pituus $L = 2,6$ m

OMINAISKUORMAT

Omapaino: G_{oma}	4,94 kN	Kuormitustiedot: Leveys $4,04$ m Syvyys $1,6$ m kaidepituus 0 m
Pysyväkuorma: G_k	0 kN/m ²	
Lumikuorma: Q_{lum}	$2,00$ kN/m ²	
Tuulikuorma: Q_{tuuli}	0 kN/m ²	
Hyötykuorma: $Q_{hyöty}$	$0,00$ kN/m ²	
Kaidekuorma	$2,00$ kN/m	
Pistekuorma _{hyöty}	$20,71$ kN	
Pistekuorma _{omapaino}	$64,04$ kN	

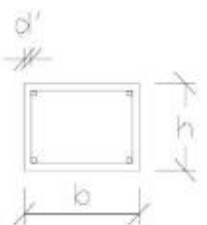
MITOITUSKUORMAT

Hyötykuorma määräävä $N_{ed} = 123,97$ kN $M_{ed} = 0,00$ kNm

BETONIN LUJUUSLUOKKA C25/30

TERÄSTEN OMINAISUUDET $434,78$ N/mm² A500H

PILARIN DIMENSIOT



Suorakaide:

$h = 0,2$ m

$b = 0,38$ m

$d' = 0,025$ m


Pyöreä:


$h = 0$ m


$d' = 0$ m

Suorakaide

NURJAHDUSPITUUDEN MÄÄRITYS $L_0 = 2600,00$ mm

A 

B 

C 

Valitaan nurjahduspituuden laskennassa käytettävä kerroin tuentatavan mukaan

A

HOIKKUUS $\lambda = 45,03$

hoikkuudenraja-arvo $\lambda_{lim} = 31,77$

käytetään toisenkertaluvun epäkeskeisyyttä

EPÄKESKEISYYS

Mitoituksessa käytettävä epäkeskeisyys e_d sisältää kuorman epäkeskisyyden e_0 , lisäepäkeskisyyden e_1 ja geometrisen epälineaarisuuden aiheuttaman epäkeskisyyden e_2 . Mitoitusepäkeskeisyys lasketaan kaavalla

$$e_d = e_0 + e_1 + e_2$$

$e_0 = 0,00$ mm

Kuormien alkuepäkeskeisyys

mm

$e_1 = 6,5$ mm

Toisen kertaluvun epäkeskeisyys lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$e_2 = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{f_{yd}/E_s}{4,5 \cdot d} \cdot l_0^2$$

jossa K_r oletetaan olevan 1 (varmalla puolella)

E_s on teräsenkimmokerroin

L_0 on nurjahduspituus

d on nimellinen rakenteenkorkeus

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \cdot \varphi_{ef}$$

jossa F_{ck} betonin lieriöpuristuslujuus

φ_{ef} on virumaluku
oletetaan että se on 1,5

$$K_\varphi = 1,262167$$

$$K_\varphi > 1$$

OK

$$e_2 = 22,43188$$

Kokonaisepäkeskeisyydeksi e_d saadaan

$$e_d = e_0 + e_1 + e_2 = 28,93 \text{ mm}$$

vähimmäisepäkeskeisyys:

$$e_0 = \max \left\{ \frac{h}{30} \right. \quad \left. \frac{h}{30} = 6,666667 \right. \\ \left. \frac{20}{20} \right\} \quad \text{tai} \quad 20$$

näistä suurin on 20 mm

on suurempi kuin minimiarvo

MITOITTAVA MOMENTTI M_{ed}

$$M_{ed} = N_{ed} \cdot e_d = 3,59 \text{ kNm}$$

MITOITUS

Teräsbetonipilarin pystyraudoitus määritellään yhteisvaikutusdiagrammin avulla jossa pystyakselilla on suhteellinen normaalivoima v ja vaaka akselilla suhteellinen momentti μ . Ne määritellään seuraavasti

suorakaidepilarille:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b x h^2 x f_{cd}} \quad v = \frac{N_{ed}}{b x h x f_{cd}}$$

pyöreälle pilarille:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{\frac{\pi x h^2}{4} x h x f_{cd}} \quad v = \frac{N_{ed}}{\frac{\pi x h^2}{4} x f_{cd}}$$

KÄYTETTÄVÄT SUHTEELLISET MOMENTIN JA NORMAALIVOIMAN ARVOT

$$\mu = 0,017$$

$$v = 0,115$$

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMIN VALINTA

Yhteisvaikutusdiagrammi valintaan vaikuttaa pilarin muoto ja suojabetonietäisyyden suhde sivumittaan

$$D'/H = 0,2$$

Suorakaide

Käytä siis yhteisvaikutusdiagrammia näitä arvoja vastaavasta välilehdestä

DIAGRAMMISTA SAATU

$$\omega = 0,01$$

jos yhteisvaikutuskäyrästä saadaan arvo 0
käytä arvoa 0,01

RAUDOITUS

Tarvittava raudoitus saadaan seuraavasta kaavasta:

$$\omega = \frac{A_s x f_{yd}}{b x h x f_{cd}}$$

HUOM! Jos pilari on pyöreä käytä vähintään kuutta pysty terästä (minimi EC:ssä)

$$A_s = 24,76333 \text{ mm}^2$$

Pääraudoituksen minimiarvo on suurempi seuraavista

$$A_{s,min} = \frac{0,1 x N_{ed}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,min} = 28,51 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,002 x A_c$$

$$A_{s,min} = 15,20 \text{ mm}^2$$

suurempi näistä arvoista on **28,51227** mm²

pääraudoituksen maksimi arvo

$$A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} = 4560 \text{ mm}^2$$

Pääterästen valinta

4 φ 10 ▼

314,1593 mm²

käyttöaste 9,1 %

haat

6 mm

tai

2,5 mm

suurempi arvo on

8 mm

hakojen väli

pienin seuraavista

150 mm

tai

200 mm

tai

400 mm

pienin näistä

150 mm